

ARMIERTER BETON.

1910. JANUAR.

INHALT:

- Die neue Brücke über die Mosel bei Novéant. Von Oberingenieur H. Schürch (Straßburg i. E.). S. 1.
- Die Bestimmung der Spannungen, der Tragfähigkeit und der Querschnittsabmessungen von Eisenbetonbalken auf graphischem Wege. Von Dr.-Ing. Johs. Thieme (Löwenich, Bez. Köln). S. 16.
- Die wirtschaftlichste Querschnittsbemessung von Eisenbetonplatten und Plattenbalken. Von Dipl.-Ing. L. Friedlaender (Berlin). S. 25.
- Vergleich der Kostenberechnungen einer Betondecke mit einer Hohlsteindecke. (Eine neue Anwendung der Pohlmanndecke.) Von Dipl.-Ing. G. Kaufmann (Berlin). S. 30.
- Die Prüfung der Zuschlagstoffe für Mörtel und Beton. Von H. Burchartz (Gr.-Lichterfelde-West). S. 36.
- Literaturschau. Von Dr.-Ing. F. Kögler (Dresden). S. 40.
- Mitteilungen über Patente. S. 47. — Verschiedene Mitteilungen. S. 48.

DIE NEUE BRÜCKE ÜBER DIE MOSEL BEI NOVÉANT.

Von Oberingenieur H. Schürch, der Fa. Ed. Züblin & Cie., Strassburg i. E.

Oberhalb Metz liegt im Moseltal auf dem linken Ufer der Mosel als letzte deutsche Eisenbahnstation unmittelbar vor der deutsch-französischen Grenze das Dorf Novéant und ihm gegenüber

mit zwei Öffnungen von je etwa 60 m Spannweite hergestellt (Fig. 1). Dieselbe genügte aber dem vorhandenen Verkehr schon wegen ihrer geringen Breite von 4,5 m längst nicht mehr; außerdem war

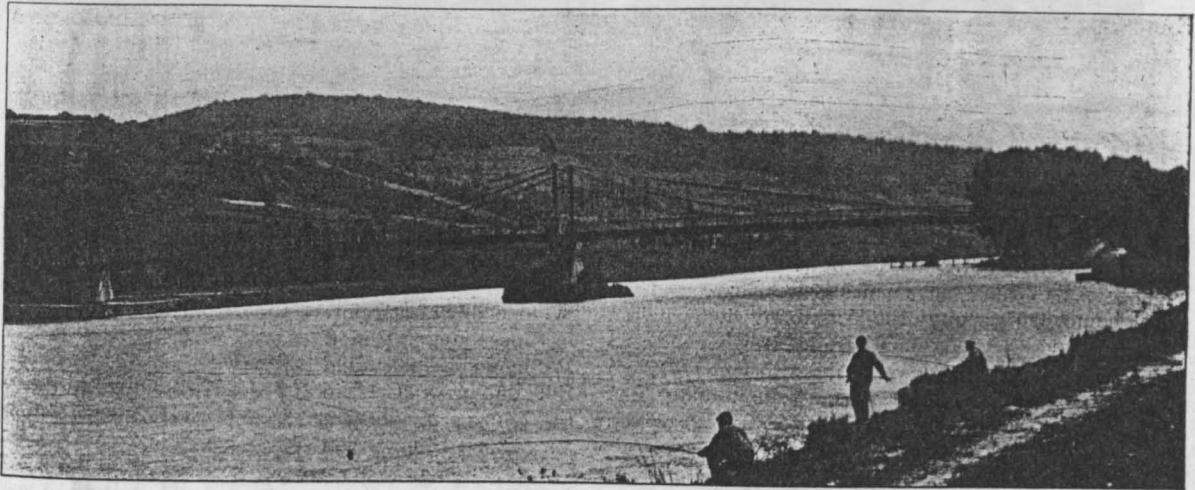


Fig. 1. Ansicht der alten Brücke.

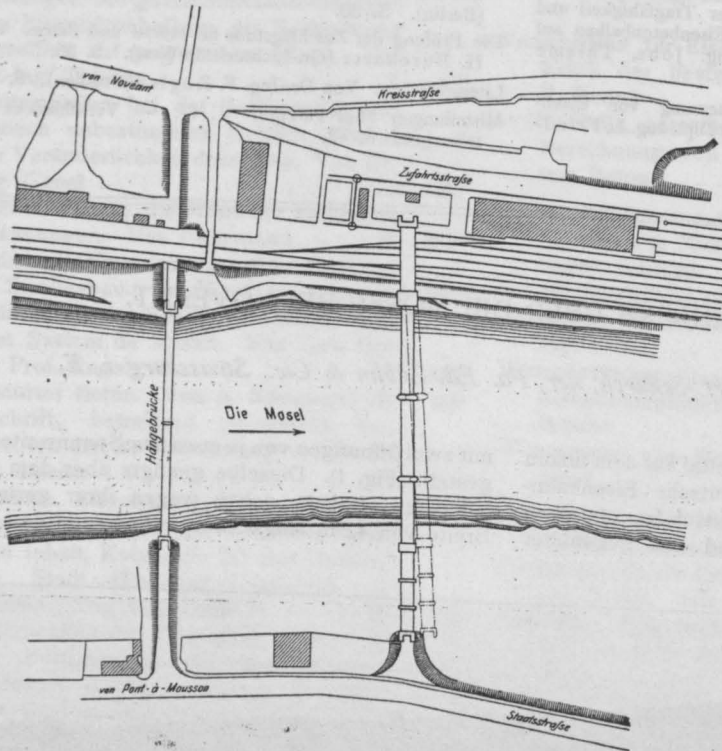
an der Staatsstraße von Metz nach Pont-à-Mousson die Ortschaft Corny. Die Verbindung zwischen beiden Dörfern über die Mosel wurde bisher durch eine alte Hängebrücke mit hölzerner Fahrbahn und

sie so baufällig geworden, daß sie für alle Fuhrwerke von mehr als 2000 kg Totalgewicht gesperrt werden mußte. Endlich überschreitet die Zufahrtsstraße zu dieser alten Brücke auf der Seite von

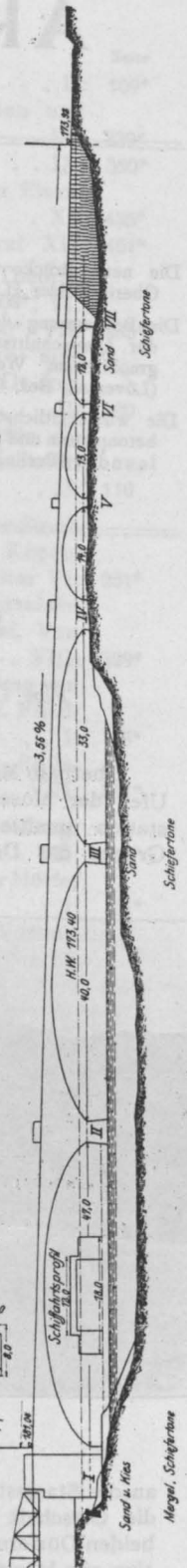
Novéant die Eisenbahngleise der durchgehenden Linie Frankfurt—Metz—Paris mit einem schienen- gleichen Übergang (Fig. 2), der anlässlich der Um- gestaltung und Erweiterung des Bahnhofs Novéant durch die Verwaltung der Reichseisenbahnen be- seitigt werden sollte.

Die Landesbauverwaltung von Elsaß-Lothringen trug sich daher schon lange mit dem Gedanken, zwischen Novéant und Corny eine neue feste Brücke zu erstellen. Sobald von den zuständigen

andererseits vollständig freie Hand bezüglich der Vergebung der Arbeiten an einen der Submittenten vor und war also insbesondere auch nicht an den Mindestfordernden gebunden. Die fünf Firmen: Dyckerhoff & Widmann in



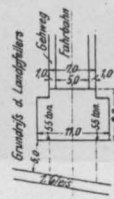
Schematischer Längenschnitt (Unterlage für die Submission).



Behörden die nötigen Mittel bewilligt waren, wurde zur Ausführung des Baues geschritten und im Sommer 1907 erfolgte die Vergebung der Arbeiten auf Grund eines vom Kaiserl. Kreisbauamte in Metz ausgearbeiteten Vorprojektes, nach welchem die Brückenstelle, die Spannweiteinteilung und die oberste Linie der Fahrbahn festgelegt waren (Fig. 3).

Das bei der Vergebung der Arbeiten eingeschlagene Verfahren verdient als nachahmungswertes Beispiel besonderer Erwähnung: Die Verwaltung wollte den Neubau der Brücke auf Grund einer beschränkten Submission übertragen, bei welcher den Submittenten die Projektierung der Brücke und die Wahl der Konstruktion überlassen war. Dagegen behielt sich die Verwaltung

Karlsruhe, Wayss & Freytag in Neustadt, Windschild & Langelott in Cossebaude, Rudolf Wolle in Leipzig und Ed. Züblin & Cie. in Straßburg i. E. wurden zur Einreichung von Projekten und Vorschlägen aufgefordert, und zwar wurde jeder Firma, die ein vollständiges Projekt nach den Bedingungen der Verwaltung einreichte, aber den Zuschlag nicht



erhalten sollte, für das Projekt eine Entschädigung von tausend Mark zugesichert, wogegen allerdings die eingereichten Projekte Eigentum der Verwaltung blieben. Wenn auch diese Entschädigung von tausend Mark natürlich bei weitem nicht hinreichte, um die Projektierungskosten zu decken, so bedeutet doch das eingeschlagene Verfahren einen sehr löblichen Anfang zum Schutze des geistigen Eigentums der mit eigenen Projekten submittierenden Unternehmer*).

Von den sämtlichen Teilnehmern am Wettbewerb wurden demzufolge der Verwaltung vollständige und ziemlich gleichwertige Projekte eingereicht, wenn diese auch in der Konstruktionsart ziemliche Unterschiede aufwiesen. Die Mehrzahl

pfehlgründung war denn auch das niedrigste von den eingereichten, und da das betreffende Projekt in allen Teilen die Billigung der Behörde fand, so wurde dasselbe zur Ausführung genehmigt.

Die nach diesem Projekt erstellte neue Brücke überschreitet die daselbst gegen 110 m breite Mosel etwa 130 m unterhalb der alten Hängebrücke mit drei Bögen von 47,00, 40,00 und 33,00 m Lichtweite (Fig. 5), an welche sich über das breite Vorland am rechten Ufer hinweg noch eine Flutbrücke mit drei Öffnungen von 14,40, 13,00 und 12,00 m Weite anschließt. Das Visier war durch die Höhenlage der Überführung über die Bahn am linken Ufer einerseits und durch diejenige der Staatsstraße auf dem rechten Ufer andererseits

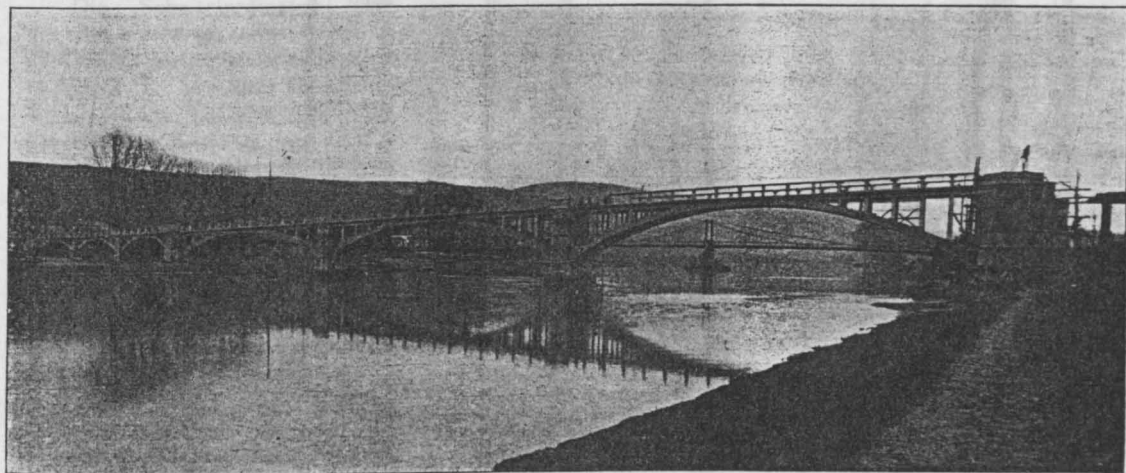


Fig. 4.

Ansicht der fertigen Brücke (ohne Geländer und vor der Bearbeitung der Lichtflächen) stromaufwärts gesehen.

der Bewerber hatte für die Brückengewölbe die Ausführung von Gelenkbögen, sei es in Stampfbeton oder in Eisenbeton, vorgesehen, während der Aufbau und die Fahrbahnkonstruktion in Eisenbeton geplant war. Einzig die Firma Ed. Züblin & Cie. schlug eine Konstruktion vor mit sämtlichen Brückengewölben als elastische, eingespannte Eisenbetonbögen (Fig. 4). Außerdem aber machte diese letztere Firma mit einer Variante den Vorschlag, sämtliche Landpfeiler der neuen Brücke mittelst Eisenbetonpfählen zu fundieren, da sich diese Gründungsart bedeutend billiger als jede andere stellte. Das Angebot der Firma Ed. Züblin & Cie. für die Variante mit Eisenbeton-

gegeben und liegt durchgehend in einem Gefälle von 3,57 ‰. Die Kämpferlinie wurde jedoch des besseren Aussehens wegen horizontal angenommen, was in diesem Falle wohl angängig war, da Aufbau und Fahrbahnkonstruktion so leicht gehalten sind (Fig. 4 und 5), daß dadurch noch keine wesentliche unsymmetrische Belastung der Bögen entstand. Die Pfeilhöhe der Bögen war durch die Vorschrift begrenzt, daß die Kämpfer möglichst wenig ins Hochwasser eintauchen sollten, dessen Spiegel auf Kote 173,40 liegt. Die beiderseitigen Kämpfer der inneren Bogenleibungen — von der kleinen Ausrundung zum Anschluß an die Pfeilerseitenflächen abgesehen — wurden dementsprechend für sämtliche sechs Gewölbe auf Kote 172,40 angeordnet und es ergaben sich (Fig. 6) folgende Pfeilhöhen, bzw. Stichverhältnisse für die unteren Bogenleibungen:

*) Dieses Verfahren ist den Herren Ministerialdirektor Fecht und Baurat Jähni im kaiserlichen Ministerium für Elsaß-Lothringen zu danken, bei welchen auch Entscheidung und Begutachtung über die Entwürfe lag.

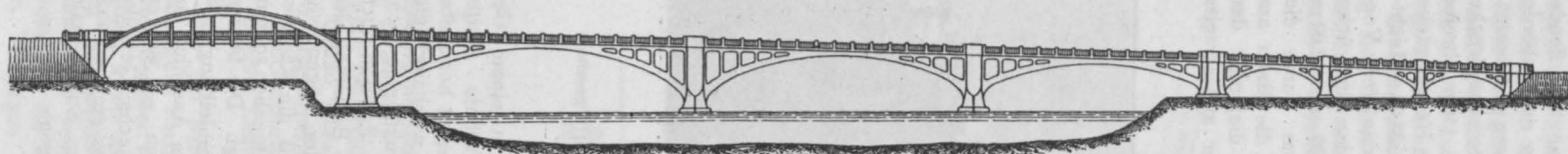


Fig. 5.

Ansicht der Brücke nach Projekt Züblin (Projektzeichnung).

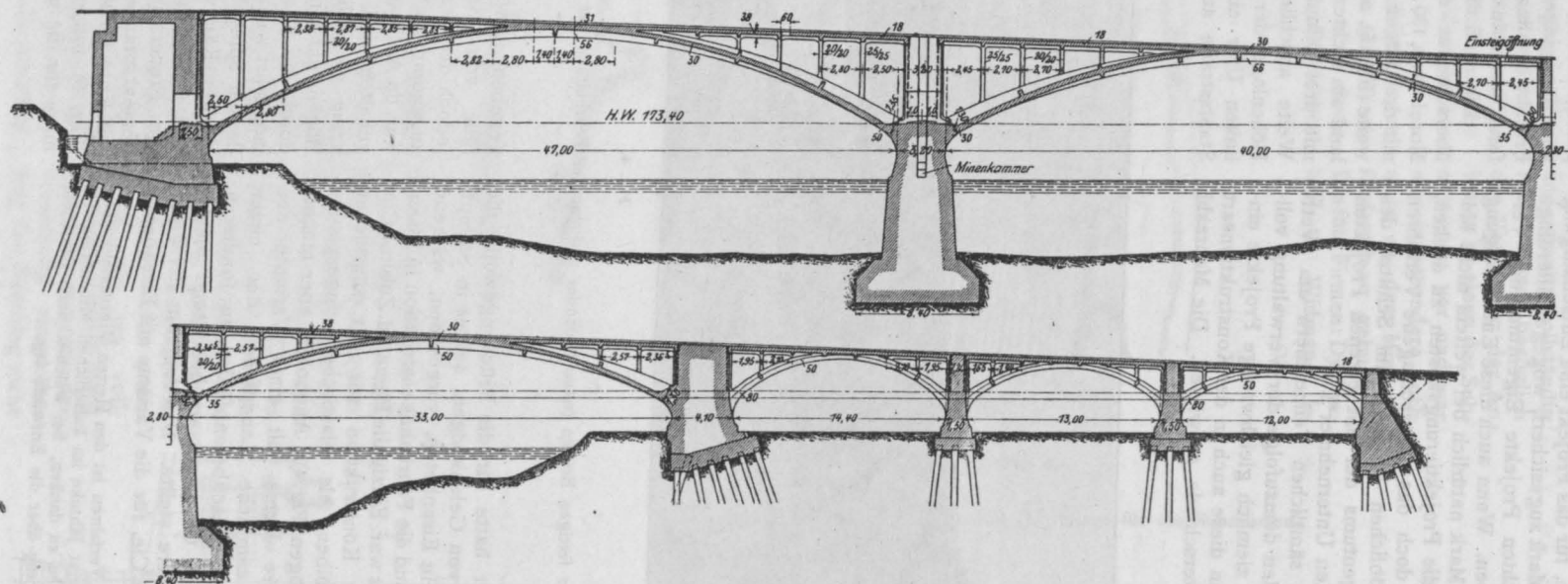


Fig. 6.

Längenschnitt.

Strombrücke

	Spannweite	Pfeilhöhe	Stich- verhältnis
Bogen I	1 = 47,0	f = 7,00	1 : 6,7
" II	1 = 40,0	f = 5,20	1 : 7,7
" III	1 = 33,0	f = 3,90	1 : 8,5

Flutbrücke

	Spannweite	Pfeilhöhe	Stich- verhältnis
Bogen IV	1 = 14,4	f = 2,90	1 : 5,0
" V	1 = 13,0	f = 2,40	1 : 5,4
" VI	1 = 12,0	f = 1,90	1 : 6,3

Die Scheitelordinaten der Gewölbeachse weichen allerdings teilweise von den vorstehenden Pfeilhöhen um einige Zentimeter ab (Bogen I: $f_1 = 6,96$ m; II: $f_1 = 5,30$; III: $f_1 = 3,92$; IV: $f_1 = 2,94$; V: $f_1 = 2,40$; VI: $f_1 = 1,90$), und zwar sind als theoretische Kämpfer (Kämpfer der Bogenachse) in der statischen Berechnung diejenigen Punkte der Bogenachse angenommen worden, welche sich senkrecht über den Punkten der stärksten Einschnürung der Pfeiler befinden.

Die theoretischen Spannweiten waren also gleich den Lichtweiten der Gewölbe; diese Annahme erscheint mit Rücksicht auf die Ausrundung und starke Querschnittvergrößerung an den Kämpfern berechtigt. Die theoretische Kämpferlinie lag auf Kote 172,87. Wie schon erwähnt, sind die sämtlichen Gewölbe als eingespannte Eisenbetonbögen ohne Gelenke ausgeführt worden, und zwar waren für die Wahl dieses Systems grundsätzliche Erwägungen maßgebend gewesen. Die Projektverfasser teilten die Ansicht von Prof. Mehrtens (s. Handbuch der Ingenieurwissenschaften Bd. II, S. 308), daß Gelenke eine mit dem Betonbau wenig zu vereinbarende Konstruktion bilden, und daß die statische Bestimmtheit des Systems noch lange kein genügender Grund für die Einführung von Gelenken sei. Freilich wird durch die letzteren die Gefahr eines Gleitens der Widerlager unschädlich gemacht, aber diese Gefahr ist gerade bei armierten Bögen nicht derart groß, daß es deswegen angezeigt schien, die Starrheit und Monolitität des gelenklosen Bogens aufzugeben. Abgesehen von der Biegezugfestigkeit des Scheitels eines armierten Gewölbes, sind ja bei einem reinen Eisenbetonbogen die Reaktionen überhaupt geringer, weil die Fähigkeit desselben, auch Zugspannungen aufzunehmen, die Ausnutzung des Materials und somit eine viel leichtere Dimensionierung gestattet. Eine Armierung des Gewölbes wurde aber allein schon als Sicherung gegen alle Zufälligkeiten der Ausführung sowie gegen allfällige Abweichungen der Achse des fertigen Bogens von der in der Rechnung ange-

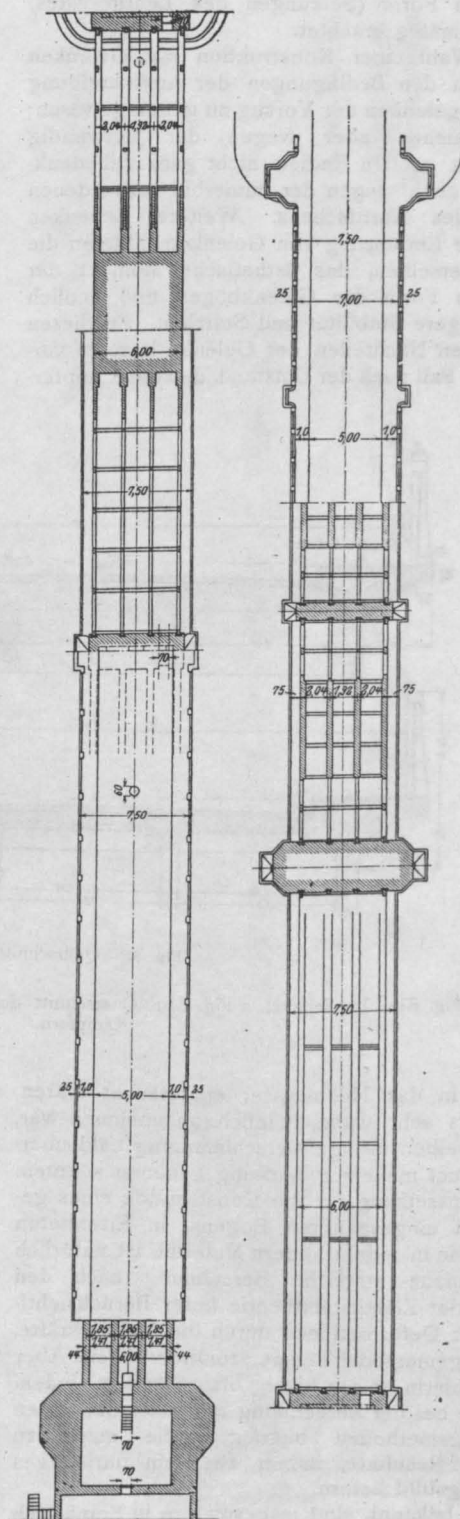


Fig. 7. Grundriß.

nommenen Form (Setzungen des Lehrgerüsts) für zweckmäßig errichtet.

Bei Wahl einer Konstruktion mit Gelenken wäre nach den Bedingungen der Ausschreibung den Betongelenken der Vorzug zu geben gewesen; diese schienen aber wegen der notwendig werdenden großen Radien nicht ganz unbedenklich und auch wegen der immerhin vorhandenen Gefahr des Abrutschens. Weitere Bedenken gegen die Einführung von Gelenken bildeten die Kosten derselben, das ästhetische Moment der unschönen Form der Gelenkbögen und endlich ihre geringere Stabilität und Starrheit. Zu diesen allgemeinen Nachteilen der Gelenke kam im vorliegenden Fall noch der Umstand, daß die Kämpfer-

Gelenke von größerer Spannweite ausgeführt worden.

Vor Beginn der Bauarbeiten für die Moselbrücke bei Novéant wurde daher auf Anregung von Herrn Kreisbauinspektor Sußdorf in Metz, dem die Bauleitung unterstand, eine Besichtigung dieser französischen Brücken in Aussicht genommen. Diese Reise, welche von Herrn Bauinspektor Sußdorf in Begleitung des Verfassers im Januar 1908, also in der kältesten Jahreszeit, unternommen wurde, und auf welcher die großen Bogenbrücken von Châtelleraut, Imphy, Decize und Pyrimont besichtigt wurden, ergab dann auch eine Reihe von wichtigen Anhaltspunkten, wie man es machen, und namentlich auch, wie man es nicht machen

es nicht machen sollte; sie ergab aber auch, daß die im Entwurf der Firma Ed. Züblin & Cie. für die Moselbrücke in Aussicht genommenen konstruktiven Maßnahmen, insbesondere die Dilatationsmöglichkeit der Fahrbahn, unzweifelhaft richtig waren. Bei den sämtlichen ausgeführten französischen Brücken ist nämlich die Fahrbahnplatte mit den Pfeilern fest verbunden und mit diesen zusammen betoniert, sie läuft also ununterbrochen über die ganze Länge der Brücke durch und ist auch

mit über die Pfeiler durchlaufenden Eisenlagen versehen. Da sie aber gleichzeitig mit dem Bogenscheitel fest verbunden ist, so müssen im Winter durch die Senkung des Bogenscheitels und die Kontraktion der Fahrbahn infolge Temperaturabnahme an den Anschlußstellen der Fahrbahn an die Pfeiler ganz kolossale Zugspannungen auftreten, denen natürlich keine Armatur gewachsen ist, so daß dort Risse entstehen müssen. (s. Engesser, Zeitschrift für Bauwesen, Jahrg. 1901). Dieselben waren denn auch bei den besichtigten französischen Brücken deutlich und in großer Anzahl zu sehen; insbesondere direkt über den Kämpfern hatten sich unregelmäßige Fugen gebildet, die zu dieser Jahreszeit bis 1 cm breit waren. Dies war wohl der deutlichste Beweis dafür, daß bei solchen Bogenbrücken regelrechte Dilatations-

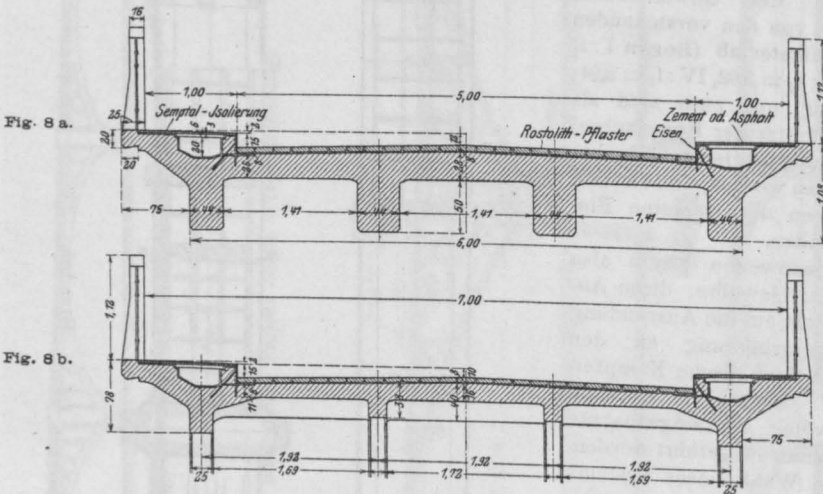


Fig. 8. Querschnitte.

Fig. 8a: Im Scheitel. Fig. 8b: Querschnitt durch die Fahrbahn über den Kämpfern.

gelenke in das Hochwasser eingetaucht wären, sodaß als sehr wahrscheinlich anzunehmen war, daß dieselben infolge Verschlämmung bald überhaupt nicht mehr zur Wirkung kommen könnten.

Voraussetzung für die Konstruktion eines gelenklosen eingespannten Bogens, in Eisenbeton so gut, wie in jedem andern Material, ist natürlich eine genaue statische Berechnung nach den Regeln der Elastizitätstheorie unter Berücksichtigung der Deformationen durch die Normalkräfte, sowie angemessener Temperaturänderungen. Aber gerade hierin wurde bisher oft gesündigt, indem man sich bei der Berechnung mit einer der vielen Näherungsmethoden begnügte, die meist zu günstige Resultate, immer aber ein unrichtiges Spannungsbild liefern.

Wie bekannt, sind insbesondere in Frankreich schon eine Anzahl armierter Betonbögen ohne

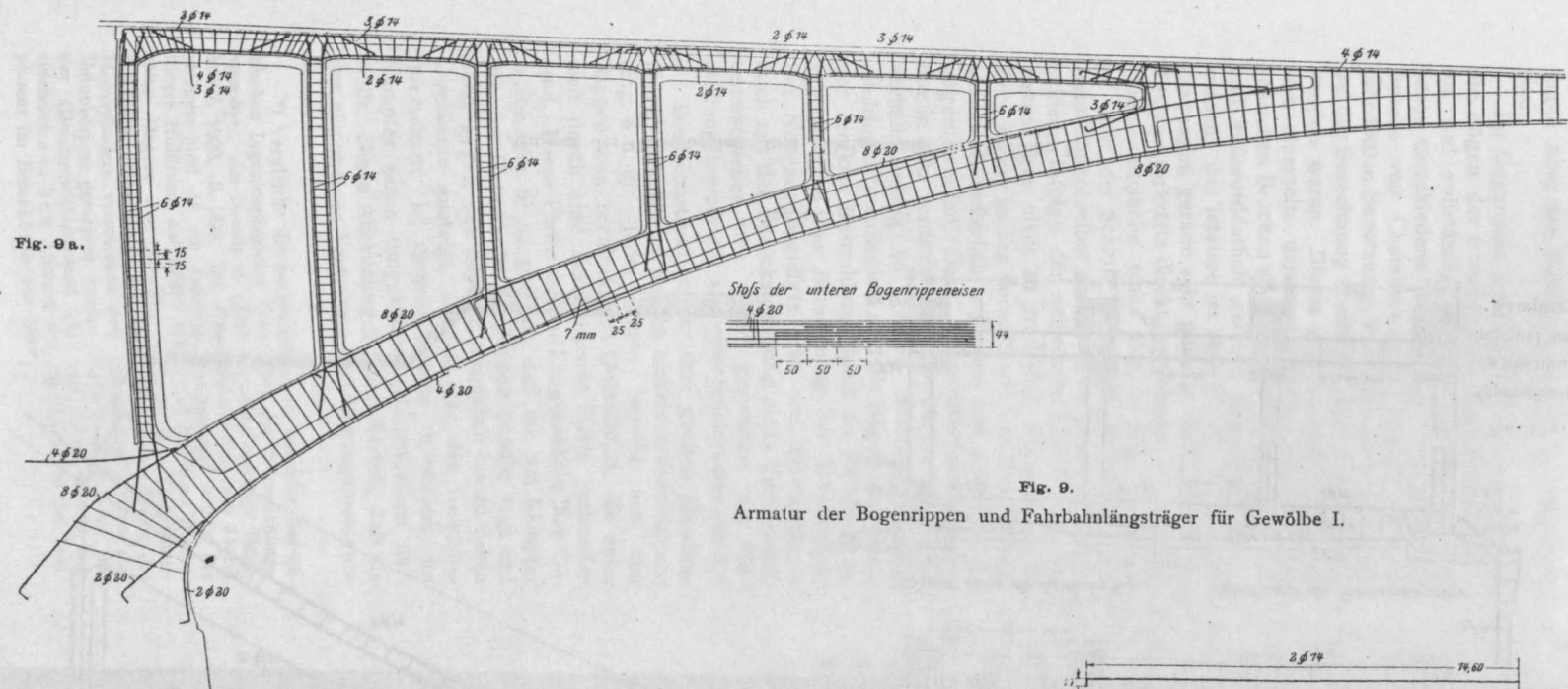


Fig. 9a.



Fig. 9.
Armatur der Bogenrippen und Fahrbahnlängsträger für Gewölbe I.

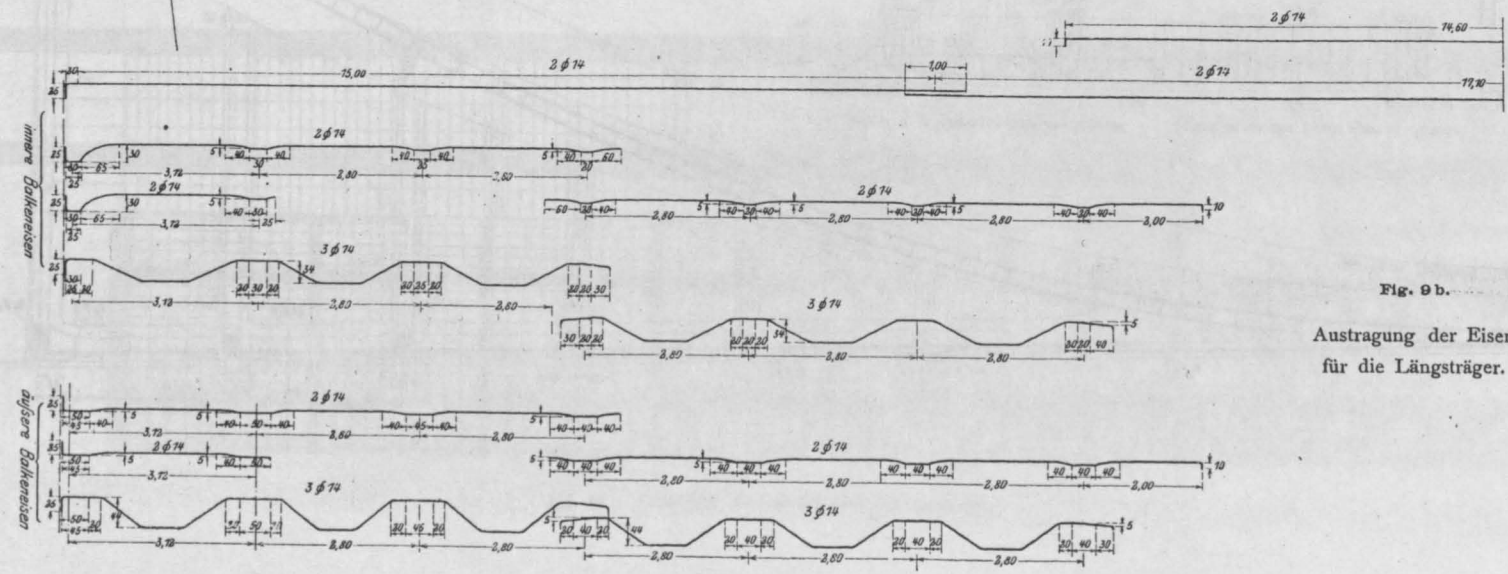


Fig. 9b.
Austragung der Eisen
für die Längsträger.

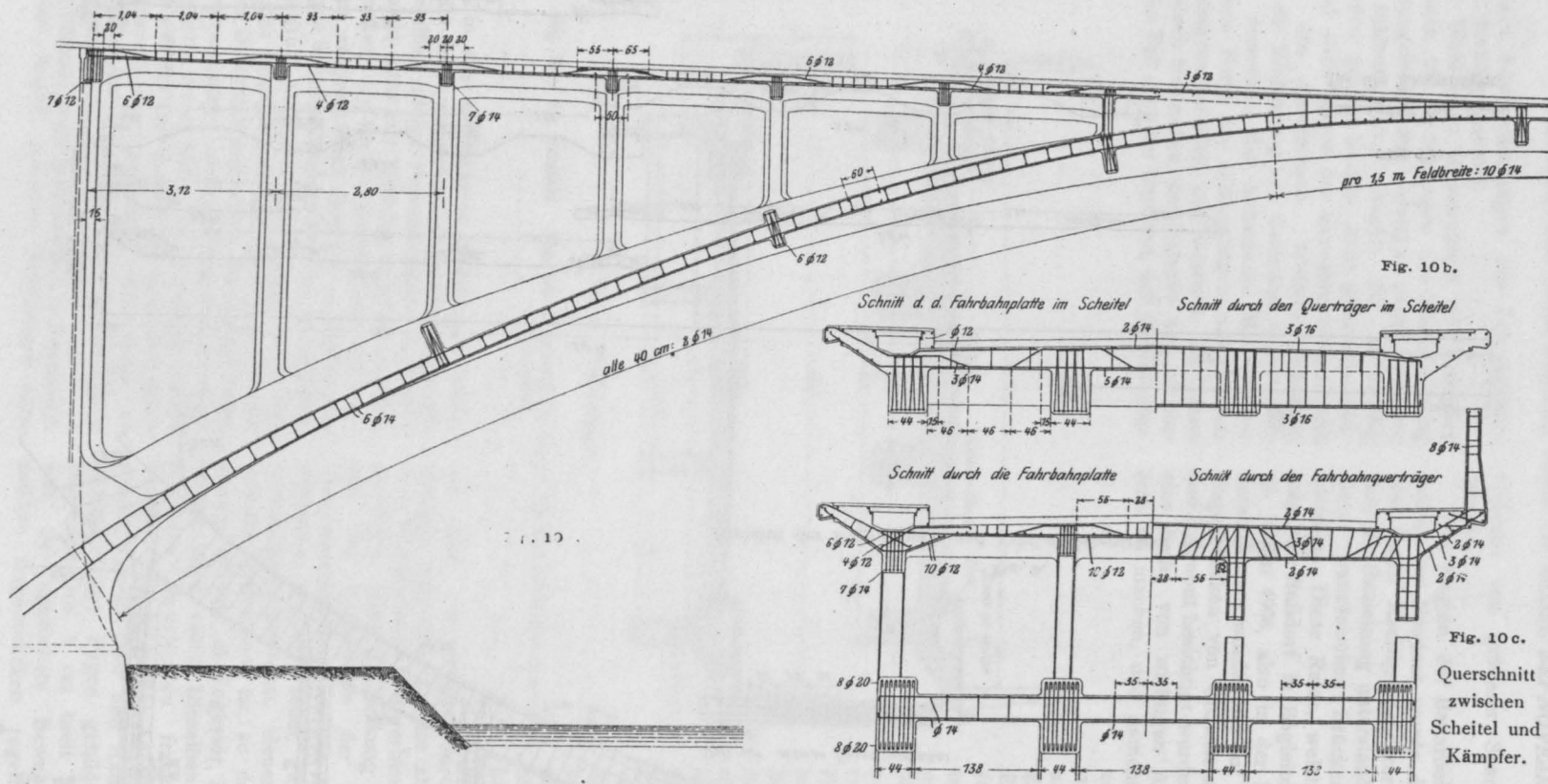


Fig. 10.

Armatur der Gewölbeplatte und Fahrbahnplatte für Gewölbe I.

fugen über den Kämpfern unbedingt erforderlich sind.

Im Gegensatz zur Fahrbahn waren dagegen die Bögen der französischen Brücken ganz tadellos und vollständig rissefrei, trotzdem sie alle schon verschiedene Winter hinter sich haben, (die Brücke von Chatellerault ist schon seit Frühjahr 1900 in Benutzung), und Temperaturwirkungen bei der Berechnung überhaupt nicht berücksichtigt worden waren. Dieses gute Verhalten kann man sich einerseits daraus erklären, daß die französischen Brücken alle sehr leicht konstruiert sind und außerordentlich geringe Bogenstärken aufweisen; das letztere ist aber für die Temperaturwirkungen gerade sehr günstig, da die Größe der Temperaturkräfte direkt proportional der mittleren Querschnittshöhe eines Bogens ist. Andererseits ist aber der Schluß berechtigt, daß die in den Betonbögen selbst auftretenden Temperaturunterschiede infolge der schlechten Leitfähigkeit des Betons gar nicht so groß sind, wie man für die Berechnung immer voraussetzt: Das Material mag sich wohl äußerlich erwärmen und abkühlen, dagegen werden diese Temperaturschwankungen nur in sehr verringertem Maße bis ins Innere von verhältnismäßig so großen Betonquerschnitten eindringen*); außerdem sind die Bögen wenigstens vor direkter Bestrahlung durch die Fahrbahn geschützt. Bei der Berechnung der Moselbrücke bei Novéant begnügte man sich infolgedessen auch mit der Berücksichtigung eines Temperaturunterschiedes von $\pm 15^\circ$ gegenüber der Herstellungstemperatur, also eines Spielraumes von 30° .

Die Konstruktion der drei großen Gewölbe dieser Brücke ist nun im einzelnen die folgende (Fig. 6 u. 8): Jeder Bogen besteht aus vier Rippen von rechteckigem Querschnitt, die unter sich durch eine durchgehende Platte verbunden sind. Diese Platte ist im Längenschnitt der Gewölbe (Fig. 6) so geführt, daß sie am Kämpfer mit der Unterkante der Rippen bündig liegt und dann gegen den Scheitel allmählich bis zu deren Oberkante ansteigt, so daß also der Gewölbequerschnitt im Scheitel einen normalen, im Kämpfer einen umgekehrten Plattenbalken darstellt. Diese Anordnung hat den Vorteil, daß sie der allgemeinen Verteilung der Biegemomente

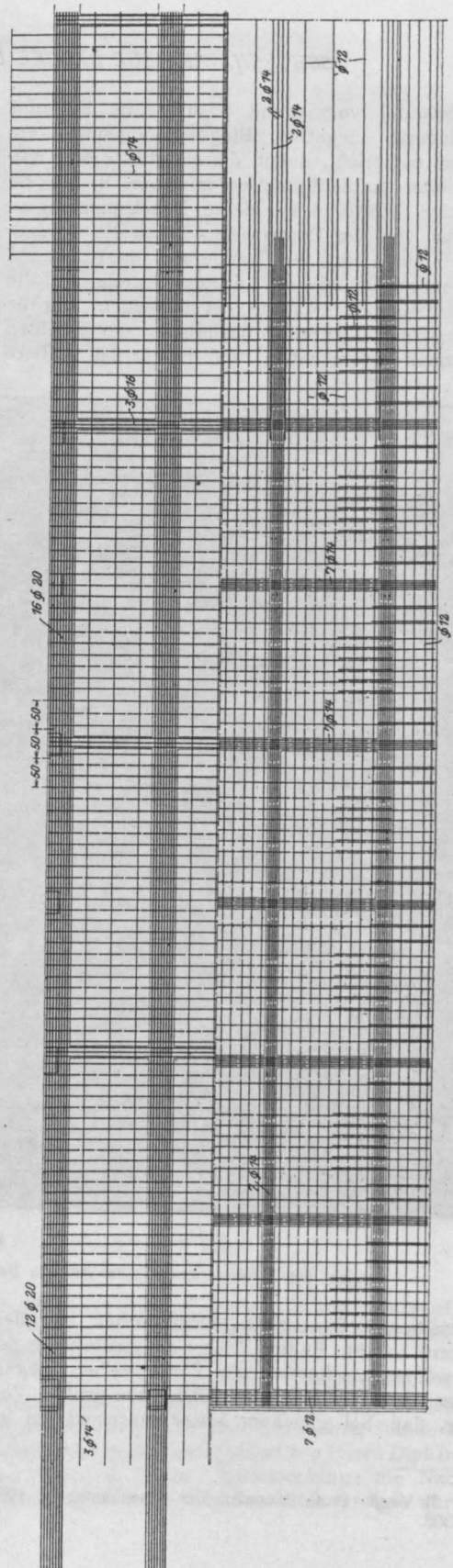


Fig. 11. Grundriß der Armierung für Gewölbe I.

*) Vergleiche die hochinteressanten Versuche des dänischen Ingenieurkapitäns Grut über das Wärmeleitungsvermögen des Betons in „Den tekniske Forenings Tidsskrift“, 1903, S. 206: Bei Betonhohlzylindern von 14 cm innerem und 34 cm äußerem Durchmesser, wurde der innere Hohlraum auf 1000° erhitzt und auf dieser Temperatur längere Zeit erhalten, während die Temperaturerhöhung an verschiedenen und vom inneren Rande des Hohlzylinders verschieden weit abstehenden Punkten des Betonkörpers gemessen wurde. Nach 7–8 Stunden trat der Gleichgewichtszustand ein, und dabei betrug beispielsweise in 9 cm Abstand von der Innenseite die Temperatur im Betonkörper nur 264° .

(im Scheitel vorwiegend positive, im Kämpfer vorwiegend negative Biegemomente) am besten entspricht, somit die günstigste Materialverteilung darstellt, außerdem aber liefert sie günstige Werte, d. h. kleine Druckspannungen, für die von der Deformation durch die Normalkräfte und von der Temperatur herrührenden Spannungen*), und zwar aus dem Grunde, weil die Plattenbalkenquerschnitte verschieden große Widerstandsmomente bezüglich der beiden äußersten Fasern haben, und immer das größere

heftigeres Trägheitsmoment vorhanden ist; die Einsenkungen und Schwingungen der Brücke werden dadurch verringert, sodaß die Brücke an Steifigkeit gegen dynamische Wirkungen trotz der geringeren Masse einem Stampfbetongewölbe gleichkommt. (Die gleiche Wirkung erzielt man natürlich auch bei einer Konstruktion der Gewölbe, wie sie bei der Straßenbrücke bei Pyrimont und bei verschiedenen Hennebique-Brücken zur Ausführung gekommen ist, doch fehlt bei dieser Anordnung der statisch erforderliche allmähliche

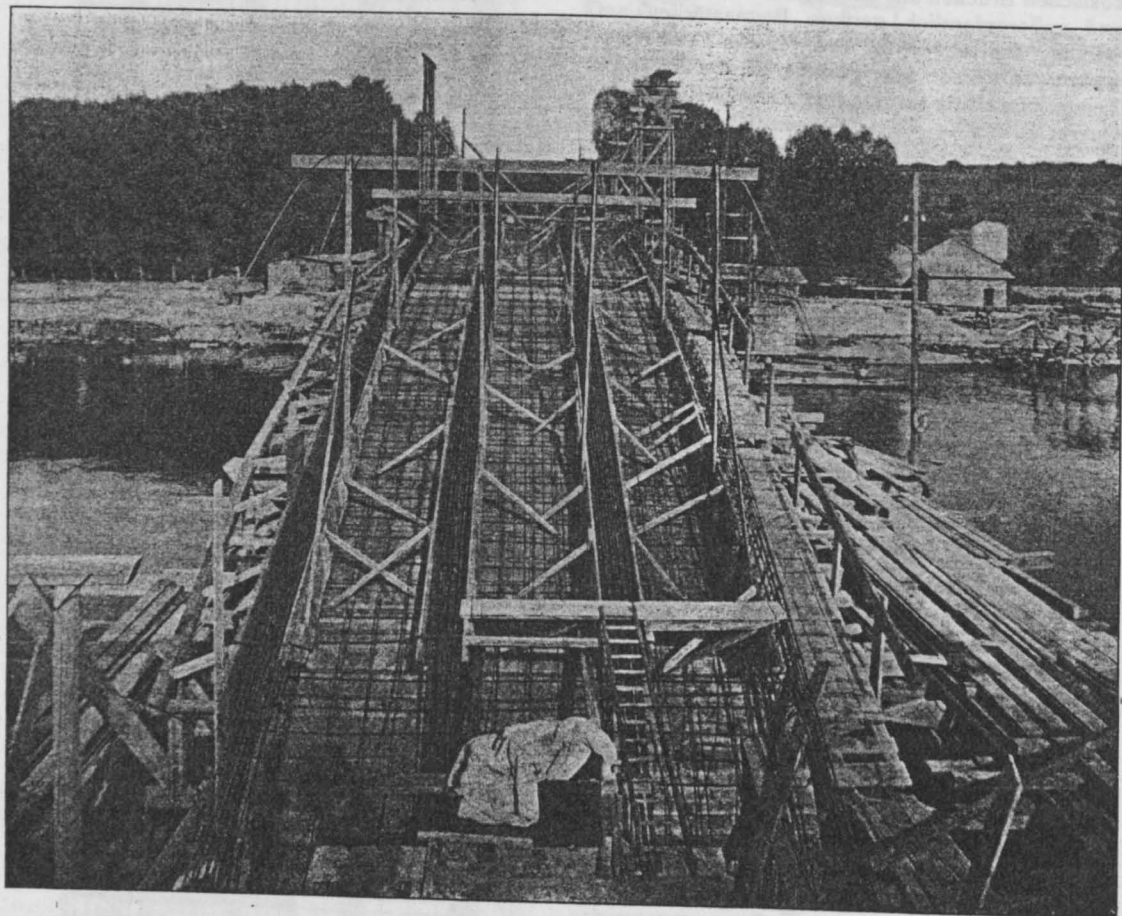


Fig. 12.

Ansicht der Eisenarmierung eines grossen Bogens und Beginn des Einschalens der Bogenrippen.

derselben für Druckseite (Scheitel: oben, Kämpfer: unten) zutrifft. Endlich bietet die Ausbildung des Gewölbequerschnittes als Plattenbalken gegenüber der üblichen Rechteckform den großen Vorzug, daß bei gleichem Materialaufwand ein er-

Querschnittsübergang, während sie allerdings die Schalungsarbeit wesentlich vereinfacht.)

Die verbindende Platte dient gleichzeitig zur Versteifung der Gewölberippen in horizontalem Sinne; zu gleichem Zwecke sind außerdem bei den Gewölben I und II je sieben und beim Gewölbe III fünf starke Querrippen eingezogen.

Die Abmessungen der drei großen Gewölbe sind nun im einzelnen die folgenden:

*) Vergl. Prof. Mörsch: Der Eisenbetonbau, 1908. S. 303.

	Ganze Gewölbe- breite	Rippen- höhe	Rippen- breite	Platten- stärke
Gewölbe I.				
Scheitel . . .	6,00	0,88	44	0,26
Kämpfer . . .	6,00	1,35	44	0,28
Gewölbe II				
Scheitel . . .	6,00	0,86	44	0,26
Kämpfer . . .	6,00	1,30	44	0,28
Gewölbe III				
Scheitel . . .	6,00	0,80	44	0,26
Kämpfer . . .	6,00	1,30	44	0,28

Bogenrippen entsprechen, überträgt (Fig. 8). Die Längsträger wieder stützen sich in Abständen von 2,50—3,00 mittels schlanker Säulen direkt auf das Gewölbe ab und sind über diesen Säulen durch Querträger versteift (Fig. 7).

Die drei kleinen Bögen der Flutbrücke bestehen ebenfalls aus je 4 rechteckförmigen Rippen, jedoch ist hier die verbindende Platte weggelassen, weil sie sich gemäß der durchgeführten statischen Berechnung als überflüssig erwies. Bei allen drei Flutbögen haben die Rippen einen Querschnitt von

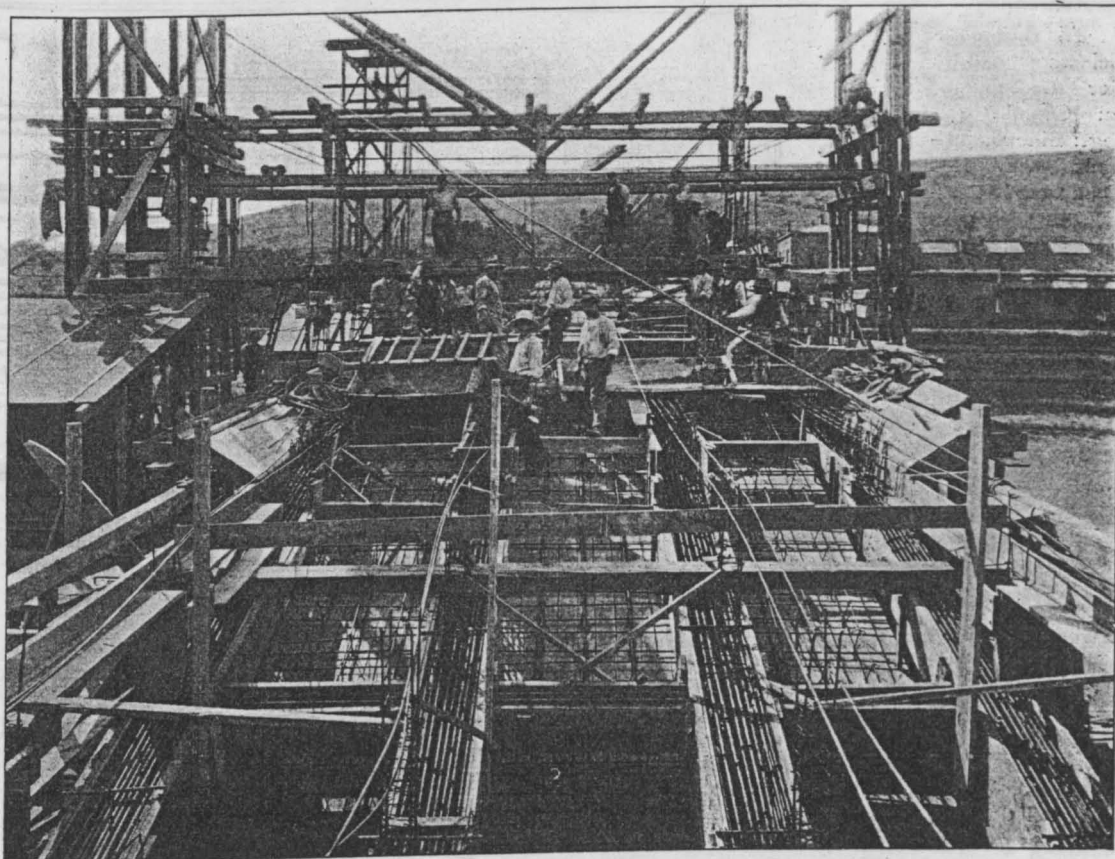


Fig. 13.

Ansicht der Eisenarmierung und Beginn des Einstampfens bei Bogen II.

An den Kämpfern schließen sich sowohl die Rippen, als auch die Verbindungsplatte mittelst kräftiger Vouten an die Pfeiler an.

Der gesamte Aufbau über den Gewölben ist in reiner Eisenbetonkonstruktion ausgeführt und ist dementsprechend außerordentlich leicht. Die Fahrbahnkonstruktion besteht aus der im Mittel 0,14 m starken, kräftig armierten Fahrbahnplatte, die ihre Last auf 4 Längsträger, welche den

50 · 35 cm im Scheitel und 80 · 35 cm im Kämpfer; die horizontale Versteifung derselben ist mittelst starker Traversen sicher gestellt.

Die statische Berechnung sämtlicher Gewölbe wurde in außerordentlich genauer und ausführlicher Weise und entsprechend dem neuesten Stande der Elastizitätstheorie durchgeführt von Herrn Dipl. Ing. Max Ritter, z. Zt. in Charlottenburg; die Nachprüfung seitens des Kreisbauamtes erfolgte durch

Herrn Reg.-Bauführer Viville in Metz. Da die Wiedergabe der ganzen Berechnung zu weit führen würde, beschränken wir uns darauf, kurz den Gang derselben zu skizzieren und einige Resultate anzuführen.

Als Verkehrsbelastung wurde der Berechnung zu Grunde gelegt: Eine Dampfwalze von 16 t Dienstgewicht, sowie Menschengedränge von 500 kg pro qm für die von der Dampfwalze nicht bedeckte Fläche der Fahrbahntafel. Für die Dimensionierung der Fahrbahnkonstruktion war außerdem die Belastung durch einen Lastwagen von 20 t Totalgewicht in Berücksichtigung zu ziehen.

Die Berechnung der Querschnitte, Trägheitsmomente usw. erfolgte genau wie für eine homogene Fläche, indem der Eisenquerschnitt durch den n -fachen Betonquerschnitt ersetzt wurde, und zwar wurde die Zahl $n = 10$ angenommen. Die Bogenachse für die sämtlichen 6 Gewölbe ist einer Stützlinie für Eigengewicht angepaßt und wurde analytisch bestimmt durch Division der Momente im Scheitel durch den Horizontalschub. Für die Ermittlung der Reaktionen H , V und M für die Einzellast $P = 1$ wurde die Vertikalprojektion des Trägheitsmomentes, d. i. der Wert $J \cdot \cos \varphi$ als konstant angenommen und außerdem für die Bestimmung von H parabolische Bogenachse vorausgesetzt. Aus den Gleichungen für die drei Reaktionen konnten dann die Einflußlinien für die Kernpunktsmomente der Verkehrslast berechnet und graphisch aufgetragen werden. Aus diesen wurden dann schließlich die extremen Kernpunktsmomente für die verschiedenen Schnitte und, nach Division durch die entsprechenden Widerstandsmomente, die extremen Spannungen von der Verkehrslast ermittelt. Hierbei wurde von der lastverteilenden Wirkung der Fahrbahnquerträger ganz abgesehen und an-

Fig. 14 a.

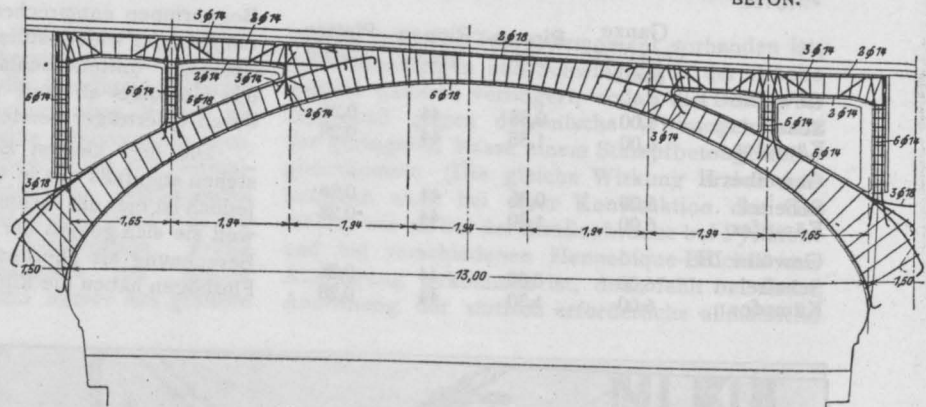


Fig. 14 b.

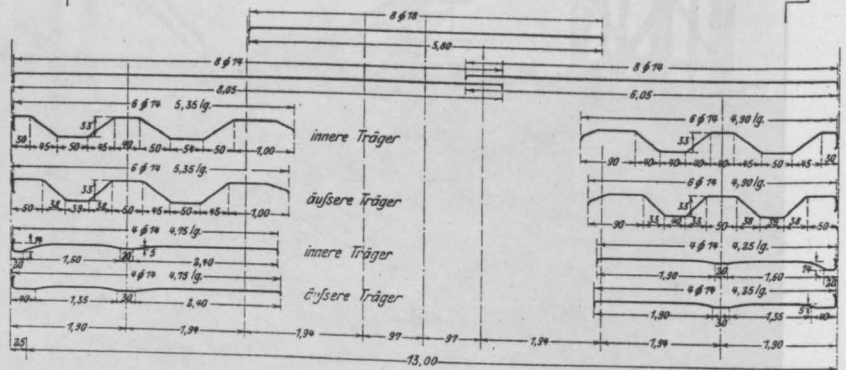


Fig. 14.

Eisendisposition

genommen, daß sich die Dampfwalzenbelastung nur auf die beiden mittleren Gewölberippen verteilte.

Die Spannungen von Eigengewicht und Temperatur dagegen wurden auf andere Weise bestimmt und zwar, mit Rücksicht auf die Stützlinienform der Gewölbe sehr einfach mit Hilfe der Ergänzungskraft. Durch Summation der Spannungen von Eigengewicht, Temperatur und Verkehrslast wurden dann die Grenzwerte der Betonbeanspruchung bestimmt und, wo sich Zugspannungen ergaben, auch die Beanspruchung der Eiseneinlagen

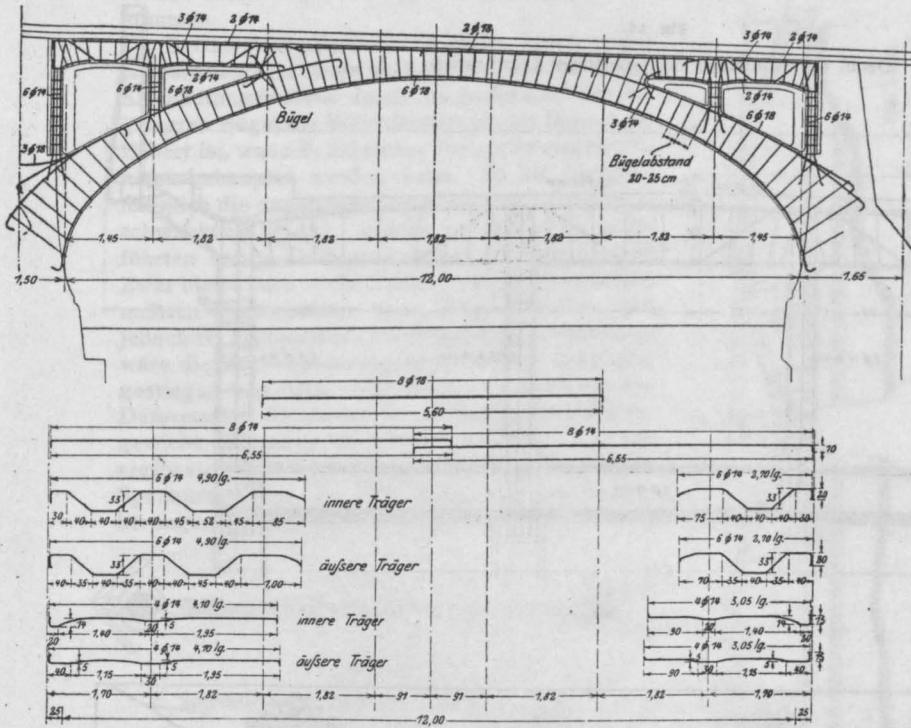
$$\sigma_e = \frac{Z}{f_e}, \text{ wo } Z = \text{Inhalt der Zugspannungsfläche.}$$

Die Grenzwerte sind in der nebenstehenden Tabelle zusammengestellt.

Bei Bewertung der ziemlich hohen Zugspannungen ist folgendes zu beachten:

1. Da die Verkehrslast auf den Bogen stets auf eine ziemliche Länge übertragen wird, ergeben die aus den Einflußordinaten berechneten Spannungen etwas zu große Werte.

2. Die Berechnung der Gewölbequerschnitte mit $n=10$ und gleichen Elastizitätsmodulen für Zug und Druck ist wohl für die Bestimmung der Auflagerdrücke richtig, nicht aber für die Berechnung der Zugspannungen, welche damit eigentlich zu



groß ausfallen. Da für die Größe der Zugspannungen der Zugelastizitätsmodul den Ausschlag gibt, so sollte eigentlich richtiger mit einem mittleren n von 15—20 gerechnet werden*), so daß die rechnerischen Zugspannungen geringer ausfallen würden, oder aber es müßte mit verschiedenen Werten von n für Zug und Druck gerechnet werden.

Übrigens schließt die obige errechnete maximale Zugspannung von 30 kg/qcm immer noch eine genügende Sicherheit gegen Zugrisse ein, und es ist auch nicht einzusehen, warum eine Zugspannung von 30 kg/qcm etwa bei Bögen gefährlicher sein sollte, als bei Balken, bei welchen letzteren bei den üblichen Ausführungsdimen-

der Flutbrücke.

Gewölbe I.								
	Scheitel		Schnitt III		Schnitt VI		Kämpfer	
	σ_o	σ_u	σ_o	σ_u	σ_o	σ_u	σ_o	σ_u
σ_{max} kg/qcm	+ 42,3	+ 33,7	+ 43,6	+ 47,6	+ 39,7	+ 40,1	+ 39,8	+ 31,0
σ_{min} "	+ 9,9	- 20,1	+ 2,7	- 24,3	- 1,6	- 1,6	- 18,0	+ 1,5
σ_e "		445		598			758	
Gewölbe II.								
σ_{max} kg/qcm	40,0	35,1	39,8	43,3	33,8	33,2	35,3	28,9
σ_{min} "	8,6	- 19,7	5,3	- 21,0	- 1,0	3,7	- 18,4	2,3
σ_e "		450		500			820	
Gewölbe III.								
			Schnitt V					
	σ_o	σ_u	σ_o	σ_u	σ_o	σ_u	σ_o	σ_u
σ_{max} kg/qcm	49,8	37,2	49,0	44,5	29,6	37,6	29,5	28,8
σ_{min} "	+ 0	- 23,7	- 6,5	- 23,5	- 8,0	- 6,0	- 17,0	- 1,3
σ_e "		526		524		78,4	109,0	
Gewölbe IV.								
	Schnitt II		Schnitt III					
	σ_o	σ_u	σ_o	σ_u	σ_o	σ_u	σ_o	σ_u
σ_{max} kg/qcm	42,9	28,6	39,7	32,6	27,2	25,1	30,5	33,4
σ_{min} "	- 5,9	- 23,0	- 7,2	- 23,4	- 4,1	- 5,5	- 21,8	- 10,3
σ_e "		463		500			790	
Gewölbe V.								
σ_{max} kg/qcm	43,9	30,3	37,4	31,3	29,5	26,2	31,0	33,0
σ_{min} "	- 6,4	- 25,3	- 4,3	- 22,5	- 6,4	- 8,4	- 23,5	- 10,6
σ_e "		530		490		118	895	
Gewölbe VI.								
σ_{max} kg/qcm	47,8	28,9	35,8	31,6	28,2	29,5	28,1	34,9
σ_{min} "	- 5,8	- 29,7	- 2,0	- 22,4	- 11,1	- 6,3	- 25,1	- 7,8
σ_e "		650		500		192	970	

*) Vergl. Prof. Mörsch: Der Eisenbetonbau, 1908. S. 115.

Fig. 15.

Detail der Armierung der Querträger (Flutbrücke).

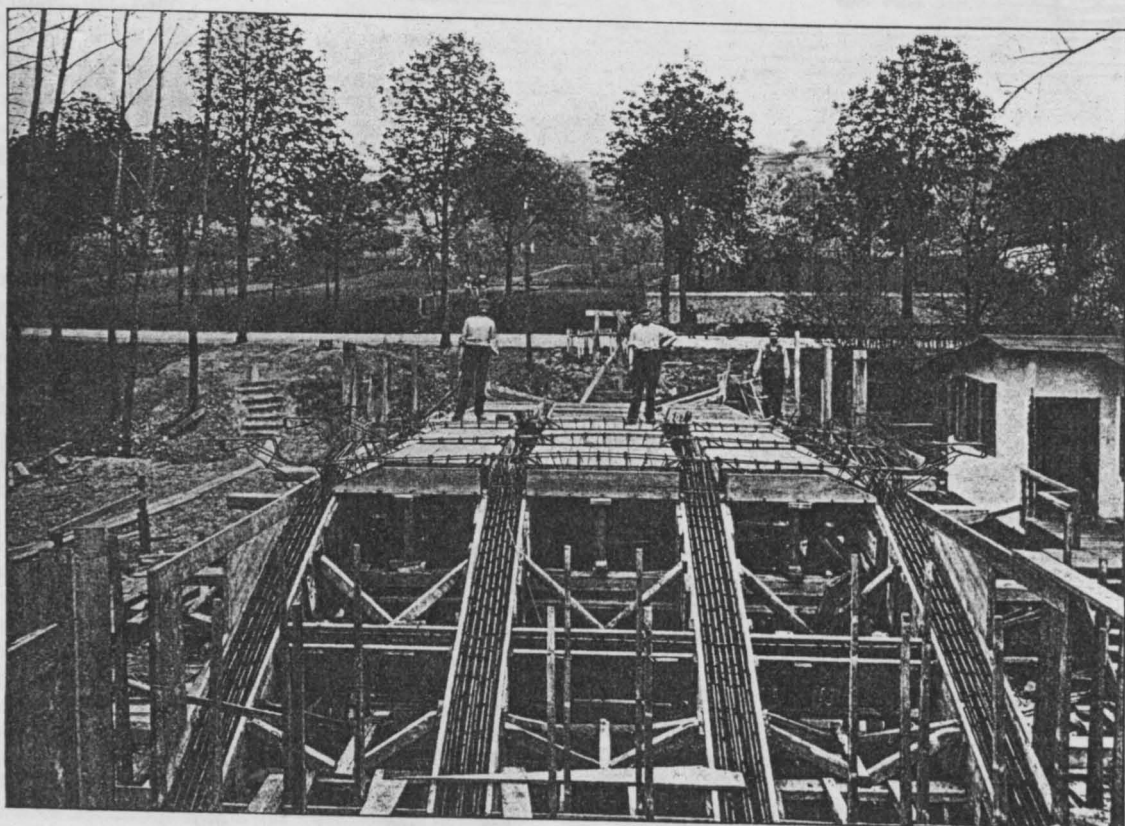
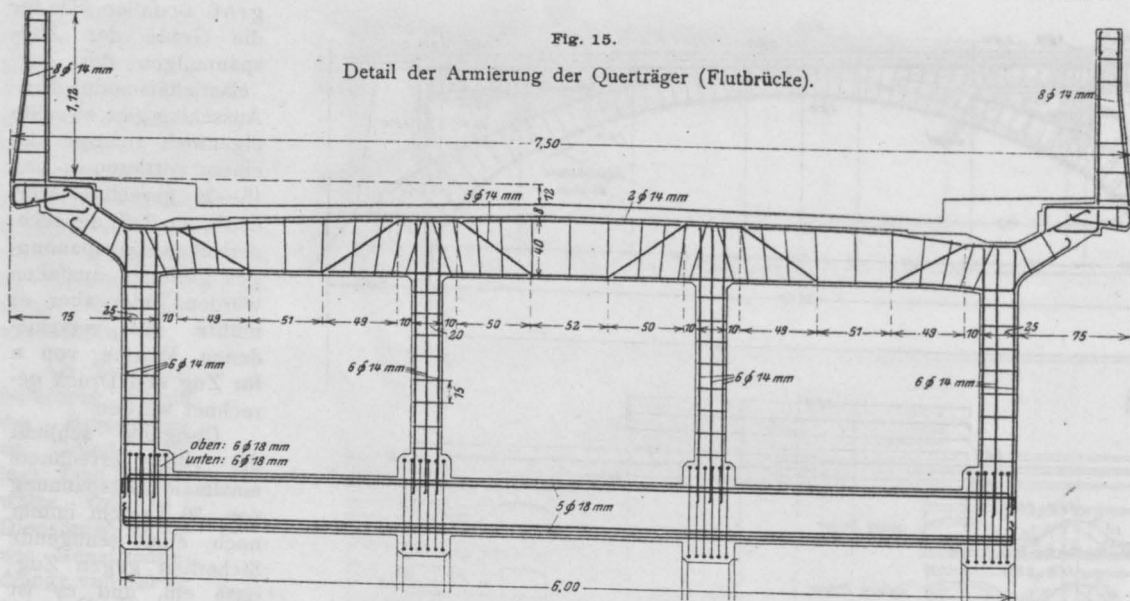


Fig. 16.

Ansicht der Eisenarmatur der Flutbrücke.

sionen meist Zugspannungen bis 50 kg/qcm vorkommen.

Bei der Beurteilung der Betondruckspannungen ist vor allem im Auge zu behalten, daß bei diesen Eisenbetongewölben durch die große Zahl der eingelegten Bügel die Würfelfestigkeit des Betons gesichert ist, was z.B. bei einem Stempfbetongewölbe nicht behauptet werden kann. Es ist übrigens lediglich die ungünstige Annahme der Temperaturschwankung $\pm 15^\circ$, welche zu den oben angeführten hohen Grenzspannungen im Beton führt. Zwar bleibt auch so die Betondruckspannung in den meisten Querschnitten unter 45 kg/qcm; hätte man jedoch die Temperatur unberücksichtigt gelassen, so wäre die Höchstspannung nirgends über 40 kg/qcm gestiegen und hätte ohne die Spannungen von der Deformation durch die Normalkräfte vom Eigengewicht nur etwa 35 kg/qcm erreicht. Daraus ergibt sich deutlich, in welchem Maße die zulässigen Spannungen bei den oft üblichen rohen Annäherungsrechnungen herabgesetzt werden müssen.

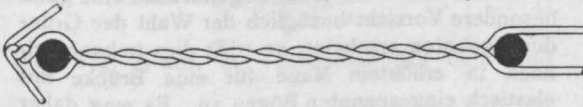


Fig. 17.

Sperrbügel, Patent Züblin (D. R. P. 186951).

Die Eiseneinlage in den Bogenrippen der drei großen Gewölbe (Fig. 9) besteht für jede Rippe aus acht durchgehenden Rundeisen $\varnothing 20$ mm am oberen, und vier solchen am unteren Rand, außerdem sind unten auf die mittleren $\frac{2}{3}$ der ganzen Spannweite weitere vier Eisen $\varnothing 20$ mm eingelegt. An den Kämpfern greifen beide Eiseneinlagen sehr weit in die Pfeiler ein; zur weiteren Sicherung der Einspannung der Bögen in die Pfeiler erhielt ferner jede Bogenrippe am Kämpfer 4 obere durch die ganze Pfeilerstärke durchgehende und in die beiden anstoßenden Bögen um je etwa 3 m eingreifende Eisen $\varnothing 20$ mm.

Die Gewölbeplatte (Fig. 10) wurde oben und unten mit einem gleichen Eisennetz armiert, bestehend aus Rundeisen $\varnothing 14$ mm in der Längs- wie in der Querrichtung, mit einer Maschenweite von 35–40 cm; die Querversteifungsrippen erhielten je 3 $\varnothing 16$ mm oben und unten.

Die Bogenrippen der Flutbrücken (Fig. 14) wurden oben und unten mit je 6 durchgehenden Rundeisen $\varnothing 18$ mm armiert und wie bei der Strombrücke unter sich durch über die Pfeiler greifende Eisen verspannt. Trotz der geringen Beanspruchung wurden die äußeren Rippen jeweils gleich armiert, wie die inneren.

Zur Sicherstellung der Schubfestigkeit der Gewölbe (vergl. Rißbildung bei der Bruchbelastung der Düsseldorfer Ausstellungsbrücke!) waren überall die oberen und unteren Eisen, wie aus Fig. 9,

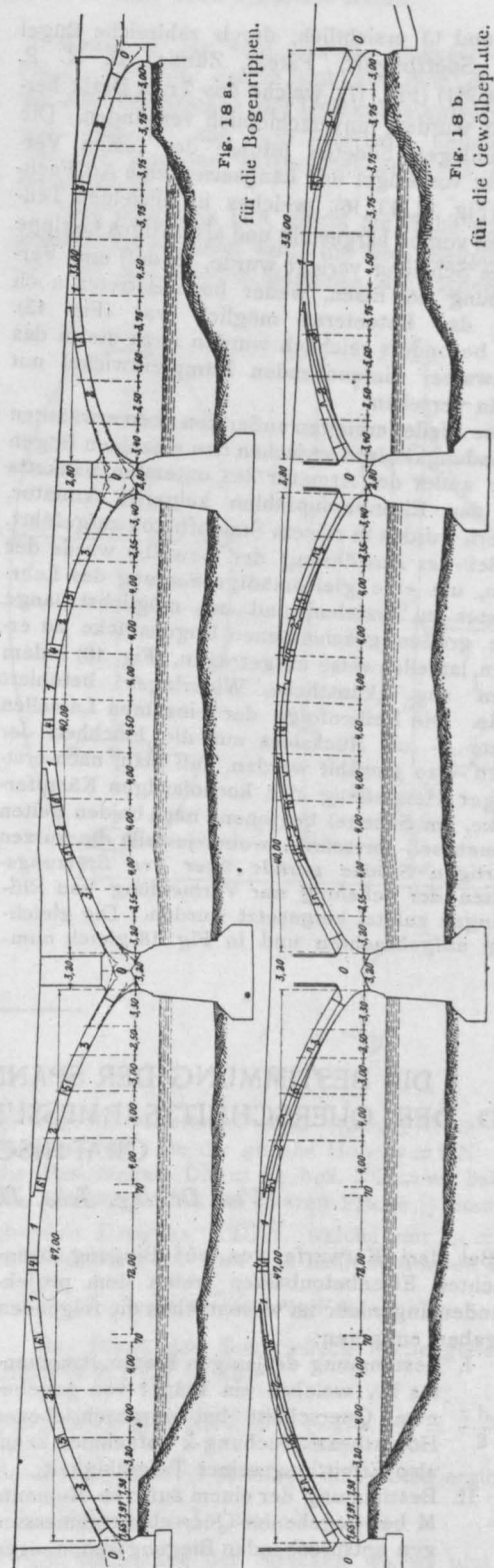


Fig. 18 a.

für die Bogenrippen.

Fig. 18 b.

für die Gewölbeplatte.

Fig. 18. Betonierstöbe.

10, 12 und 13 ersichtlich, durch zahlreiche Bügel (sog. „Sperrbügel“, Patent Züblin, D. R. P. No. 186 951) (Fig. 17), welche aus 7 mm Draht hergestellt wurden, unverschieblich verbunden. Die Eiseneinlagen bildeten infolge der festen Verbindung von Bügel und Längseisen eine Art Fachwerk (Fig. 12, 13, 16), welches in einzelnen Teilstücken vorher hergestellt und als fertiges Gerippe auf die Schalung verlegt wurde, so daß eine Verschiebung der Eisen, weder beim Betreten noch durch das Betonieren möglich war (Fig. 13). Ganz besonders reichlich wurden auch die in das Hochwasser eintauchenden Kämpferzwickel mit Bügeln versehen.

Die Pfeiler erhielten außer den oben erwähnten Verbindungsweisen zwischen den einzelnen Bögen sowie außer der Armatur des untersten Banketts über den Eisenbetonpfählen keinerlei Armatur, sondern wurden in reinem Stampfbeton aufgeführt.

Bei der Ausführung der Gewölbe wurde der Beton, um eine gleichmäßige Setzung des Lehrgerüsts zu erzielen, und um möglichst lange keine großen geschlossenen Bogenstücke zu erhalten, lamellenweise aufgetragen, (Fig. 18) indem gegen sog. „künstliche Widerlager“ betoniert wurde. Die Reihenfolge der einzelnen Lamellen konnte — mit Rücksicht auf die Flachheit der Bögen — so gewählt werden, daß man, nach erstmaliger Herstellung der konsolartigen Kämpferstücke, am Scheitel beginnend nach beiden Seiten symmetrisch fortschritt, wobei jeweils die kurzen keilartigen Stücke gerade über den Stützpunkten der Schalung zur Vermeidung von Rißbildungen zuletzt eingesetzt wurden. Die gleichzeitig aufgebrachten und in Fig. 18 gleich num-

merierten großen Lamellen entsprachen jeweils einer Tagesleistung.

Dieses Verfahren hat sich sehr gut bewährt. Es konnten nach der Ausrüstung auf dem Gewölberücken nirgends die geringsten Rissebildungen wahrgenommen werden. Allerdings ist die Herstellung der künstlichen Widerlager für die Lamellen bei armierten Gewölben mit so vielen Eiseneinlagen nicht ganz leicht, wenn auch wegen der großen Haftung an den Eiseneinlagen der Beton nicht so stark gegen diese Widerlager drückt, wie bei Stampfbetonbögen. Trotzdem ist diese Betonierungsweise immer zu empfehlen, obschon sie gerade bei Eisenbetongewölben — immerhin möglichst starre Lehrgerüste vorausgesetzt — nicht in gleichem Maße notwendig ist, wie bei Stampfbetongewölben, da bei ersteren der Beton ja stets in ziemlich plastischem Zustande eingebracht werden muß, und die Schließung des ganzen Bogens schon wegen der geringeren Masse meist in viel kürzerer Zeit als bei den letzteren erfolgen kann.

Wenn schon bei jeder Bogenbrücke eine ganz besondere Vorsicht bezüglich der Wahl der Gründung geboten erscheint, so trifft dies bekanntlich noch in erhöhtem Maße für eine Brücke mit elastisch eingespannten Bögen zu. Es mag daher fast als Kühnheit erscheinen, daß bei einem so bedeutenden Objekt wie der Brücke über die Mosel bei Novéant eine für Bogenbrücken ganz neue Gründungsart, nämlich die Rammung von Eisenbetonpfählen, in ausgedehntem Maße angewendet wurde. Die Ausführung dieser Gründung dürfte daher auch ein besonderes Interesse beanspruchen und soll im nachfolgenden etwas eingehender beschrieben werden.

(Fortsetzung folgt.)

DIE BESTIMMUNG DER SPANNUNGEN, DER TRAGFÄHIGKEIT UND DER QUERSCHNITTSABMESSUNGEN VON EISENBETONBALKEN AUF GRAPHISCHEM WEGE.

Von Dr.-Ing. Johs. Thieme, Löwenich, Bez. Cöln.

Bei dem Entwurfe von auf Biegung beanspruchten Eisenbetonbalken treten dem projektierenden Ingenieur im wesentlichen die folgenden Aufgaben entgegen:

I. Bestimmung desjenigen Biegemomentes M' , welches ein Träger von gegebenem Querschnitt bei vorgeschriebener Höchstbeanspruchung k aufnehmen kann, also Ermittlung seiner Tragfähigkeit;

II. Bestimmung der einem äußeren Momente M bei gegebenen Querschnittsabmessungen entsprechenden Biegespannungen σ ;

III. Dimensionierung des Balkenquerschnitts, wobei es sich unter Einhaltung der zulässigen Höchstspannungen k darum handeln kann, bei gegebenen Abmessungen des gedrückten Querschnittsteiles, also der Balkenbreite bzw. Plattengröße

1. die einem gewissen Eisenquerschnitt entsprechende Höhe zu suchen;
2. die Trägerhöhe und den Eisenquerschnitt zu bestimmen unter der Voraussetzung, daß beide Materialien bis zur zulässigen Grenze ausgenutzt werden;

3. den einer gewissen Trägerhöhe entsprechenden Zugeisenquerschnitt festzustellen;
- und schließlich
4. bei Bekanntsein der übrigen Stücke den Querschnitt der Zug- und Druckeisen zu ermitteln.

Während man bisher nur in der Lage war, das graphische Verfahren zur Bestimmung des Trägheitsmomentes zu verwenden, im übrigen aber wieder auf die Rechnung zurückzugreifen genötigt war, soll im folgenden gezeigt werden, wie sich alle die vorerwähnten Aufgaben auf zeichnerischem Wege lösen lassen, wobei indes von einer Berücksichtigung der Zugspannungen des Betons abgesehen werden mag.

Die Ableitung dieses Verfahrens geht von der bekannten, zwischen Biegungs- und Trägheitsmoment bestehenden Beziehung

$$\frac{M}{J} = \frac{\sigma_y}{y} = \frac{\sigma_a}{a} \dots \dots \dots (1)$$

(vgl. Fig. 1) aus, in Verbindung mit dem von

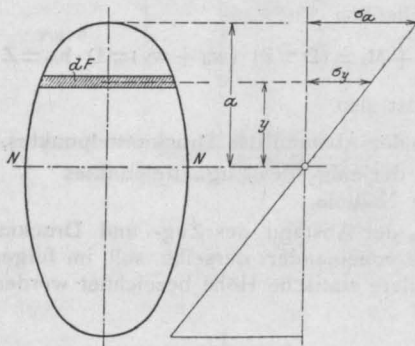


Fig. 1.

Mohr angegebenen Wege zur zeichnerischen Bestimmung des Trägheitsmomentes.

Unter Bezugnahme auf Fig. 2 erhält man, wenn \mathfrak{P} der Abstand des Pols \mathfrak{P} von der Summierungslinie TT ist, auf welcher die ev. mit dem Koeffizienten n vervielfältigten Flächenelemente 2', 1', 1, 2, 3 usw. angetragen sind, und zu denen mit dem Polabstand \mathfrak{P} das Seileck gezeichnet ist, das statische Moment der beiden durch die neutrale Achse getrennten Flächenteile, bezogen auf dieselbe, zu je

$$S = \mathfrak{P} \cdot v, \dots \dots \dots (2)$$

das Trägheitsmoment des ganzen Querschnitts, wiederum auf die neutrale Achse bezogen, zu

$$J = 2 \mathfrak{P} \cdot \mathfrak{F}, \dots \dots \dots (3)$$

worin $v = \overline{NN'}$ den Abstand der Seilecksspitze von der Basis \overline{AB} , also die Höhe des Seilpolygons,

ferner \mathfrak{F} die vom Seileck eingeschlossene Fläche vorstellt, welche sich aus dem oberhalb der $\overline{NN'}$ befindlichen der Druckzone entsprechenden Teile \mathfrak{F}_d und dem unterhalb befindlichen und der Zugzone entsprechenden Teile \mathfrak{F}_z zusammensetzt.

Man verwandle nun, indem die Höhe $v = \overline{NN'}$ unverändert belassen wird, die vom Seilpolygon und der $\overline{NN'}$ eingeschlossenen Teilflächen \mathfrak{F} in

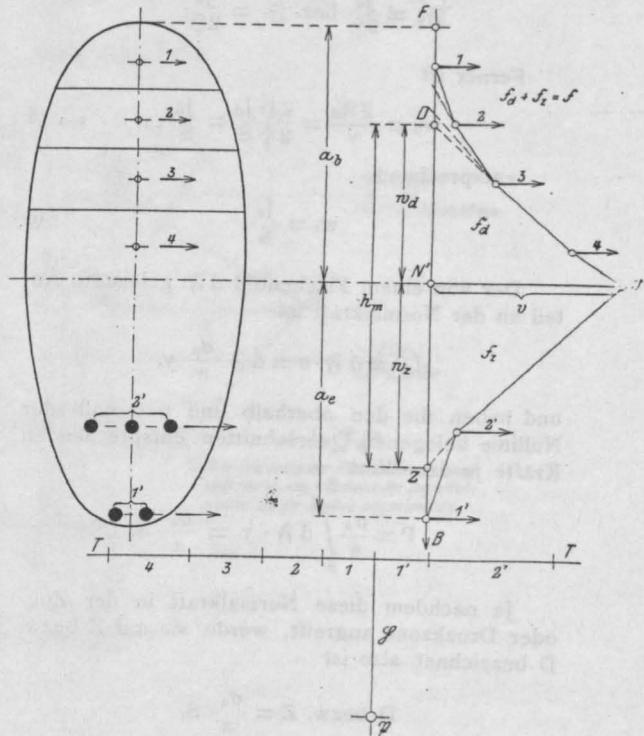


Fig. 2.

gleichgroße Dreiecke, also $\mathfrak{F}_d = \triangle NN'D$ und $\mathfrak{F}_z = \triangle NN'Z$, die die gleiche Höhe $v = \overline{NN'}$ und die Basislängen $\overline{DN'} = w_d$ bez. $\overline{N'Z} = w_z$ haben. Die Basislänge des der ganzen Fläche \mathfrak{F} entsprechenden Dreiecks $\triangle DZN$, welche mit $h_m = \overline{DZ}$ zu bezeichnen ist, setzt sich dann zusammen zu

$$h_m = \overline{DZ} = w_d + w_z.$$

Der Inhalt des dem Seileck flächengleichen Dreiecks $\triangle DZN$ ist also

$$\mathfrak{F} = \triangle NN'D + \triangle NN'Z = \frac{v}{2} (w_d + w_z) = \frac{v h_m}{2};$$

dieser letztere Wert in Gl. (3) eingesetzt, ergibt

$$J = \mathfrak{P} \cdot v \cdot h_m. \dots \dots \dots (4)$$

Die Bedeutung der Strecken w_d , w_z und h_m läßt folgende Untersuchung erkennen.

Die oberhalb und unterhalb der Nullinie bez. der Höhe $\overline{NN'}$ liegenden Teile \tilde{y}_d und \tilde{y}_z der Trägheitsfläche \tilde{y} stellen, wenn mit $2\tilde{y}$ multipliziert, entsprechend der Gl. (3), die auf die Nullinie bezogenen Trägheitsmomente J_d bez. J_z der Druck- bez. Zugzone vor; also

$$J_d = 2\tilde{y} \tilde{y}_d \text{ und } J_z = 2\tilde{y} \tilde{y}_z;$$

hieraus erhält man

$$\tilde{y}_d = \frac{J_d}{2\tilde{y}} \text{ bez. } \tilde{y}_z = \frac{J_z}{2\tilde{y}}.$$

Ferner ist

$$w_d = \frac{2\tilde{y}_d}{v} = \frac{2\tilde{y} J_d}{2\tilde{y} S} = \frac{J_d}{S}, \dots \dots (5)$$

entsprechend

$$w_z = \frac{J_z}{S}. \quad (6)$$

Der von einem Flächenteil $d\tilde{y}$ geleistete Anteil an der Normalkraft ist

$$dP = d\tilde{y} \cdot \sigma = d\tilde{y} \cdot \frac{\sigma_a}{a} y,$$

und haben die den oberhalb und unterhalb der Nullinie belegenen Querschnitten entsprechenden Kräfte je den Wert

$$P = \frac{\sigma_a}{a} \int_0^a d\tilde{y} \cdot y = \frac{\sigma_a}{a} \cdot S.$$

Je nachdem diese Normalkraft in der Zug- oder Druckzone angreift, werde sie mit Z bzw. D bezeichnet, also ist

$$D \text{ bzw. } Z = \frac{\sigma_a}{a} S,$$

woraus

$$S = (D \text{ bzw. } Z) \frac{a}{\sigma_a} \dots \dots \dots (7)$$

Der einem Flächenteil $d\tilde{y}$ entsprechende Anteil an dem vom ganzen Querschnitt aufgenommenen Biegemoment ist

$$dM = dF \sigma_y y = dF \frac{\sigma_a}{a} y^2,$$

und erhält man die von der Druck- bzw. Zugzone geleisteten Anteile zu

$$M_d = \frac{\sigma_a}{a} \int_0^a dF \cdot y^2 = \frac{\sigma_a}{a} J_d,$$

und analog

$$M_z = \frac{\sigma_a}{a} J_z$$

hieraus aber

$$J_d = M_d \frac{a}{\sigma_a} \dots \dots \dots (8)$$

und

$$J_z = M_z \frac{a}{\sigma_a} \dots \dots \dots (9)$$

Setzt man in die Gleichungen (5) und (6) die unter Nr. 7 bis 9 für S , J_d und J_z angeschriebenen Beziehungen ein, so ergibt sich

$$w_d = \frac{M_d \frac{a}{\sigma_a}}{D \frac{a}{\sigma_a}} = \frac{M_d}{D}$$

und entsprechend

$$w_z = \frac{M_z}{Z},$$

beziehungsweise

$$M_d = D \cdot w_d$$

und

$$M_z = Z \cdot w_z,$$

und schließlich

$$M = M_d + M_z = (D + Z) \cdot (w_d + w_z) = D \cdot h_m = Z \cdot h_m.$$

Es ist also

w_d der Abstand des Druckmittelpunktes,

w_z derjenige des Zugmittelpunktes

von der Nullinie,

und h_m der Abstand des Zug- und Druckmittelpunktes voneinander; derselbe soll im folgenden als mittlere statische Höhe bezeichnet werden.

I.

Als erste Aufgabe sei nun unter Voraussetzung einer gewissen zulässigen Beanspruchung k_b für Beton und k_e für Eisen die Tragfähigkeit M' eines gegebenen Balkenquerschnitts zu ermitteln.

Führt man dieses vom Querschnitt aufzunehmende Moment M' in die Gleichung (1) ein und ersetzt man die auftretende Spannung σ durch die zulässige, und zwar durch k_b für Beton bzw. $\frac{k_e}{n}$ für Eisen — der Nenner n unter k_e ist die Folge davon, daß der Querschnitt des Eisens mit n vervielfältigt in die Berechnung eingeführt wurde —, so erhält man, wenn die Betonpressung maßgebend ist,

$$M_b = J \frac{k_b}{a_b} \dots \dots \dots (10)$$

bzw. wenn die Eisenbeanspruchung den Ausschlag gibt,

$$M_e' = J \frac{k_e}{n a_e} \dots \dots \dots (11)$$

worin a_b und a_e die Abstände der den Höchstspannungen ausgesetzten Betonfasern bzw. Eisenquerschnitte von der Nulllinie sind.

Von den beiden in (10) und (11) angeschriebenen Ausdrücken für die Tragfähigkeit ist natürlich nur der kleinere zu verwenden.

Man erhält nun durch Einsetzen des Wertes der Gleichung (4) für J in (10) und (11)

$$M_b' = \zeta \cdot v \cdot k_m \cdot \frac{k_b}{a_b} = \zeta \cdot \frac{k_e}{n} \cdot v \cdot \frac{h_m}{a_b} \cdot \frac{n \cdot k_b}{k_e},$$

und indem $h_m \frac{n k_h}{k_e} = h_m'$ geschrieben wird,

Z aus ziehe man nunmehr durch N zwei Gerade bis zum Schnitt mit den durch C und D zur AB gelegten Senkrechten. Die Schnittpunkte sind E und G. Es stellt dann die Strecke CE das bei maßgebender Betonpressung dem Querschnitt zuzumutende Moment, DG das der zulässigen Eisenspannung entsprechende vor, beide dividiert durch $\left[\eta \frac{k_e}{n} \right]$. Es ist nämlich

$$\frac{\overline{DG}}{NN'} = \frac{h_m}{a_e} \text{ und } DG = v \frac{h_m'}{a_e} = \frac{M_e}{\left[\tilde{y} \frac{k_e}{n} \right]} \quad (\text{s. Gl. 12})$$

beziehungsweise

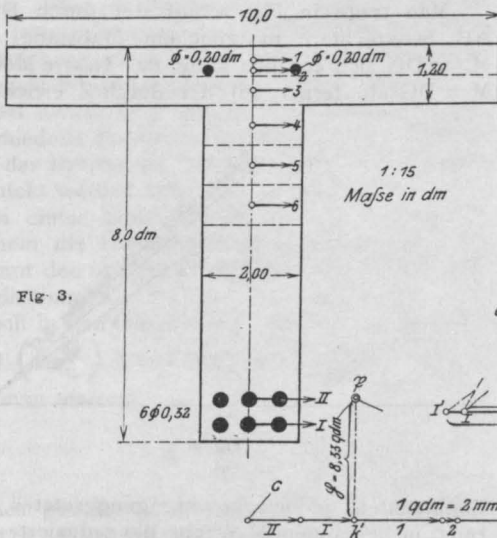


Fig. 3a.

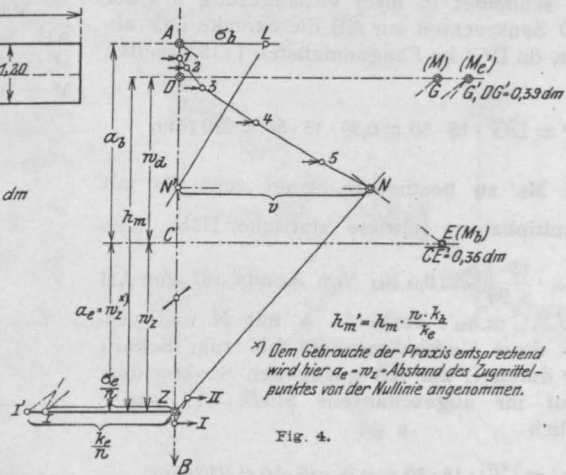


Fig. 4.

$$M_{b'} = \left(\frac{5}{2} \frac{k_e}{n} \right) \left[v \frac{h_{m'}}{a_b} \right] \dots \dots (12)$$

beziehungsweise

$$M_{e'} = \left(\xi \frac{k_e}{n} \right) \left[v \frac{h_m}{a_e} \right] \dots \dots \dots (13)$$

Die in vorstehenden Gleichungen (12) und (13) vorkommenden Ausdrücke $\left[v \frac{h m'}{a b} \right]$ und $\left[v \frac{h m}{a e} \right]$ sind auf folgendem Wege durch Zeichnung (s. Fig. 4) zu finden.

In bekannter Weise ersetze man durch Abschieben der einspringenden Ecken der Trägheitsfläche nach der Basis AB oder durch Schätzung das Seilpolygen durch ein flächengleiches Dreieck, man bestimmt also die mittlere statische Höhe h_m . Alsdann mache man $AC = h_m' = \left[h_m \frac{n \cdot k_b}{k_e} \right]$. Von A und

$$\frac{\bar{C}\bar{E}}{NN'} = \frac{h_m'}{a_b} \text{ und } \bar{C}\bar{E} = v \frac{h_m'}{a_b} = \frac{M_b'}{\left[\xi_0 \frac{k_e}{n} \right]} \quad (\text{s. Gl. 13}).$$

Zweckmäßig wird nun der Polabstand \tilde{y} so gewählt, daß das Produkt $\left[\tilde{y} \frac{k_e}{n} \right]$ eine runde Zahl darstellt.

Beispiel:

Plattenbalken nach Maßgabe der Fig. 3.

$$k_b = 3,6 \text{ tdm}^{-2}), k_e = 90 \text{ tdm}^{-2}.$$

Der Polabstand \tilde{h} wird so angenommen, daß

*) Verfasser hat es verschiedentlich als zweckmäßig erkannt, als Einheiten bei der Behandlung von Eisenbetonbauten die t und das dm zu verwenden. Er empfiehlt den Herren Kollegen, es ebenfalls mit der Wahl dieser Einheiten zu versuchen.

der Ausdruck $\delta \cdot \frac{k_e}{n} = 50 \text{ qdm} \cdot \frac{t}{\text{qdm}} = 50 \text{ t}$, also

$$\delta = \frac{50 n}{k_e} = \frac{50 \cdot 15}{90} = 8,33 \text{ qdm.}$$

Vom Fußpunkte \mathfrak{P}' des Pols \mathfrak{P} auf der Summierungslinie TT in Fig. 3a trage man nach der einen Seite die Querschnittsteile der Druckzone, nach der anderen die der Zugzone — die Eisenquerschnitte sind dabei mit n zu erweitern — an, zeichne in Fig. 4 das Seilpolygon mit $\delta = 8,33 \text{ qdm}$ und verwandle dasselbe in ein Dreieck mit gleichbleibender Höhe $v = \overline{NN'}$ und der Basis $h_m = w_d + w_z = \overline{DZ}$. Die durch Z und N gelegte Gerade schneidet in ihrer Verlängerung auf der durch D Senkrechten zur \overline{AB} die Strecke $\overline{DG'}$ ab. Dann ist, da $\overline{DG'}$ im Längenmaßstab 1:15 erhalten wird,

$$M_e' = \overline{DG'} \cdot 15 \cdot 50 = 0,39 \cdot 15 \cdot 50 = 290 \text{ tdm.}$$

Um M_b' zu bestimmen, trage man die mit $\frac{n k_b}{k_e}$ multiplizierte mittlere statische Höhe, also

$$h_m' = h_m \cdot \frac{15 \cdot 3,6}{90} = 0,6 h_m \text{ von A aus auf der } \overline{AB}$$

ab, also $\overline{AC} = h_m'$, verbinde A mit N und verlängere diese Verbindungslinie bis zum Schnitt mit der durch C zur \overline{AB} gezogenen Senkrechten. Das auf ihr abgeschnittene Stück $\overline{CE'}$ ergibt schließlich

$$M_b' = \overline{CE'} \cdot 15 \cdot 50 = 0,36 \cdot 15 \cdot 50 = 270 \text{ tdm,}$$

also das vom Querschnitt unter Berücksichtigung der maßgebenden Betonpressung aufzunehmende Biegemoment. Die Strecken $\overline{DG'}$ und $\overline{CE'}$ stellen also die Momente M_e' und M_b' vor, wenn man ihrer Längeneinheit den Wert $15 \cdot 50 \text{ tdm}$ beilegt, bzw. die M_e' und M_b' werden erhalten im Maßstab 1 dm = 750 tdm.

Da nun

$$M_b' < M_e',$$

so ist offenbar M_b' die gesuchte und für die Projektierung maßgebende Tragfähigkeit des vorliegenden Querschnitts.

II.

Als zweite Aufgabe soll die Ermittlung der durch ein äußeres Moment M bei gegebenen Querschnittsabmessungen erzeugten Spannungen gezeigt werden.

Wenn einer größten zulässigen Spannung k eine Tragfähigkeit des Querschnitts in Höhe von M' entspricht, so besteht zwischen diesen beiden Größen, dem äußeren Moment M und den durch

dasselbe erzeugten Beanspruchungen σ die Beziehung

$$\frac{\sigma}{M} = \frac{k}{M'}$$

daher

$$\sigma_b = \frac{M}{M'} k_b \quad \dots \dots \dots (14)$$

$$\text{bzw. } \frac{\sigma_e}{n} = \frac{M}{M'} \cdot \frac{k_e}{n} \quad \dots \dots \dots (15)$$

Die rechten Glieder der vorstehenden Gleichungen, also die Spannungen σ_b bzw. $\frac{\sigma_e}{n}$ bestimmt man folgendermaßen durch Zeichnung:

Man trage in Fig. 4 auf der durch D zur \overline{AB} Senkrechten in gleichem Maßstabe, wie $M_e' = \overline{DG'}$ sich ergeben hatte, das äußere Moment $M = \overline{DG}$ ab, ferner auf der durch Z errichteten

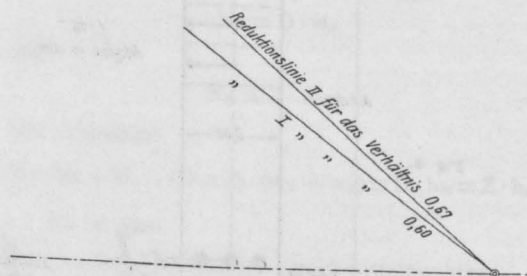


Fig. 5.

Senkrechten, jedoch in entgegengesetzter Richtung, in beliebigem Maßstabe die reduzierte Spannung $\frac{k_e}{n} = \overline{ZI}$. Als dann verbinde man den Endpunkt G' von M' mit dem Endpunkt I' von $\frac{k_e}{n}$, lege durch den Schnittpunkt K dieser Verbindungslinie mit der \overline{AB} -Achse und durch G, den Endpunkt von M , eine Gerade. Diese schneidet auf der Senkrechten durch Z, welche zur Antragung der Spannung $\frac{k_e}{n}$ diente, die Strecke $\overline{ZI} = \frac{\sigma_e}{n}$ ab, und zwar in gleichem Maßstabe wie $\frac{k_e}{n}$ angetragen worden war. Eine durch den

Endpunkt I von $\frac{\sigma_e}{n}$ und den Fußpunkt N' gezogene Gerade stellt dann das Diagramm für die im Beton auftretenden Beanspruchungen und das auf der Senkrechten durch A abgeschnittene Stück \overline{AL} die größte Betonpressung σ_b vor.

Da das beschriebene Verfahren ziemlich einfach ist, so sei von der Beibringung eines genauen Beweises abgesehen.

III.

Am häufigsten tritt dem entwerfenden Ingenieur indes die Aufgabe entgegen, einen Querschnitt auszumitteln, welcher durch das äußere Moment möglichst ausgenutzt, zugleich aber auch nicht überbeansprucht werden soll. Außerdem hat dieser Querschnitt noch verschiedenen anderen Gesichtspunkten zu genügen, und zwar wird im allgemeinen die Breite des Balkens bzw. Form und Größe der den Druckgurt bildenden Platte gegeben sein. Unter Benutzung des analytischen Weges war man bisher darauf angewiesen, verschiedene Versuchsrechnungen vorzunehmen, die zeitraubend und unübersichtlich waren. Wie im folgenden des näheren gezeigt wird, lassen die gesuchten Stücke sich aber auch auf zeichnerischem Wege und zwar in überaus einfacher Weise bestimmen.

Bei Anwendung dieses Verfahrens sind nun verschiedene Punkte zu beachten, deren Behandlung der Erörterung der einzelnen Fälle vorausgeschickt werden soll.

In erster Linie muß dabei der Maßstab, in welchem die etwaigen Momente angetragen werden, mit den übrigen Verhältnissen der Abbildung übereinstimmen.

Soll in den Gleichungen (12) und (13) der Ausdruck $\left(\sqrt[n]{\frac{k_e}{n}}\right)$ gleich einer runden Zahl α sein, so muß man machen

$$\sqrt[n]{\frac{k_e}{n}} = \frac{n \alpha}{k_e}.$$

Ist dies geschehen, so bedeutet in der im Maßstab 1: β zu haltenden Zeichnung

$$1 \text{ dm} = \alpha \cdot \beta \text{ tdm.}$$

Wenn also, wie in Fig. 6 bis 9 geschehen ist, $\beta = 15$ und $\alpha = 50$ gemacht ist, so bedeutet

$$1 \text{ dm} = \alpha \beta = 750 \text{ tdm.}$$

Ist also das Biegemoment $M = 300$ tdm, so wird dasselbe in der Zeichnung durch eine Strecke von der Länge

$$x = \frac{300}{\alpha \beta} = \frac{300}{750} = 0,40 \text{ dm}$$

dargestellt.

Damit dies nun auch zutrifft, muß, wenn z. B. $k_e = 90 \text{ tdm}^{-2}$ angenommen ist, der Polabstand zu

$$\sqrt[n]{\frac{k_e}{n}} = \frac{n \alpha}{k_e} = \frac{15 \cdot 50}{90} = 8,33 \text{ qdm}$$

eingeführt werden.

Weiter ist es bei all diesen Dimensionierungsaufgaben von Wichtigkeit, von vornherein die Lage

des Druckmittelpunktes so zu bestimmen, daß die auf Grund dieser Annahme gewonnenen Ergebnisse für den praktischen Fall unmittelbar verwendbar bleiben.

Berücksichtigt man, daß die bei der Projektierung einer Eisenbetonkonstruktion maßgebenden Voraussetzungen zum Teil durchaus nicht mit den wirklichen Verhältnissen übereinstimmen, ja daß sie überhaupt noch keineswegs in befriedigendem Maße erforscht sind, so leuchtet ein, daß eine mathematische Genauigkeit bei der Dimensionierung nur eine wertlose Erschwerung der Arbeit bedeuten würde. Auch macht man in der Praxis schon verschiedene Annahmen, welche von weit größerem Einfluß auf die zu errechnende Bean-

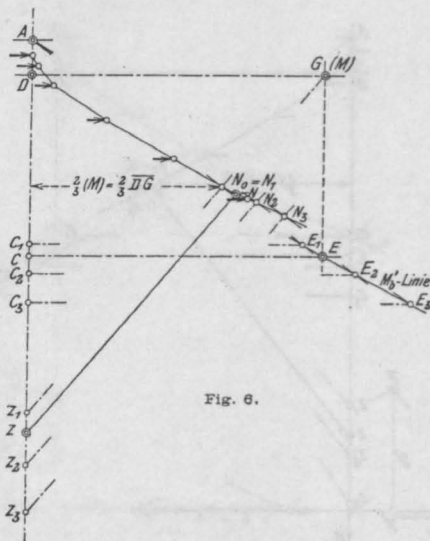


Fig. 6.

spruchung wenigstens der Zugeisen sind, als die mehr oder weniger präzise Lage des Druckmittelpunktes D.

So erhält man bei Vernachlässigung des im Stege eines Plattenbalkens liegenden Teiles der Druckzonenfläche günstigere Spannungen im Zugeisen, als es bei Berücksichtigung dieses Querschnittsteiles der Fall sein würde. Man bestimmt ferner allgemein die Eisenspannung für den Schwerpunkt der Zugbewehrung, nicht aber für die von der Nulllinie am weitesten entfernte Eisenseite, wobei man ebenfalls für die Eisenbeanspruchung geringere Werte erhält, als wenn man genau verfahren würde (vgl. die Bemerkung zu Fig. 4).

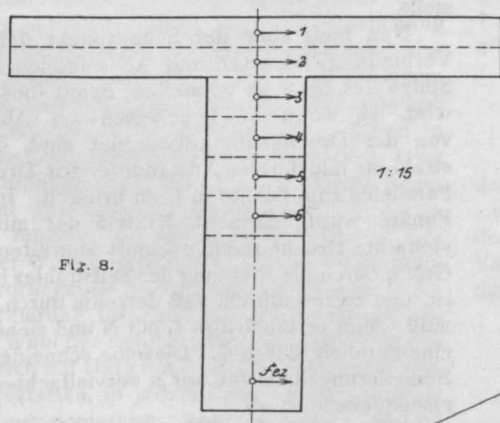
Es genügt daher für die Dimensionierung auch eine angenäherte Bestimmung des Druckmittelpunktes D, zumal wenn man bei seiner Ermittlung nicht die von der eingeschriebenen Seilkurve umgrenzte Fläche in das entsprechende Dreieck verwandelt, sondern das an Flächeninhalt

tonpressung entsprechende Tragfähigkeit des Querschnitts für die in erster Annäherung angenommene mittlere statische Höhe h_{m1} , größer als das auftretende Moment. Diese Höhe h_{m1} genügt also. Ist dagegen $C_1 \bar{E}_1 < DG$, so ist die der Betonpressung entsprechende Tragfähigkeit nicht hinreichend und ist nunmehr auf dem im vorstehenden beschriebenen Wege die M_b' -Linie zu konstruieren, alsdann durch den Punkt G eine Parallele zur $\bar{A}B$ zu ziehen und mit der M_b' -Linie zum Schnitt zu bringen. Der Schnittpunkt E hat dann als Ordinate die Strecke $CE = M$ und als Abszisse die Strecke $\bar{AC} = h'_m$. Aus h'_m wird dann, wie oben gezeigt, mit Hilfe der Reduktionslinie II h_m gefunden und von D aus angetragen.

von A stellt die reduzierte mittlere statische Höhe $h_{m'}$ vor, und ist aus dieser dann die Höhe h_m in der oben angegebenen Weise zu finden und auf der \overline{AB} als \overline{DZ} von D aus abzutragen. Eine Parallele zur \overline{GZ} durch den Pol β schneidet auf der Summierungslinie den im entsprechenden Maßstab abzulesenden n-fachen Betrag des erforderlichen Zugseisenquerschnitts, also $n \cdot f_{ez}$ ab, dessen zur Nulllinie parallele Schwerachse durch den Punkt Z bestimmt wird.

3. Eine weitere Aufgabe hat die Ermittlung des Zugeisenquerschnitts zum Gegenstand, während die übrigen Abmessungen sowie das äußere Moment gegeben sind.

Da hierbei die mittlere statische Höhe als



Flr. 8.

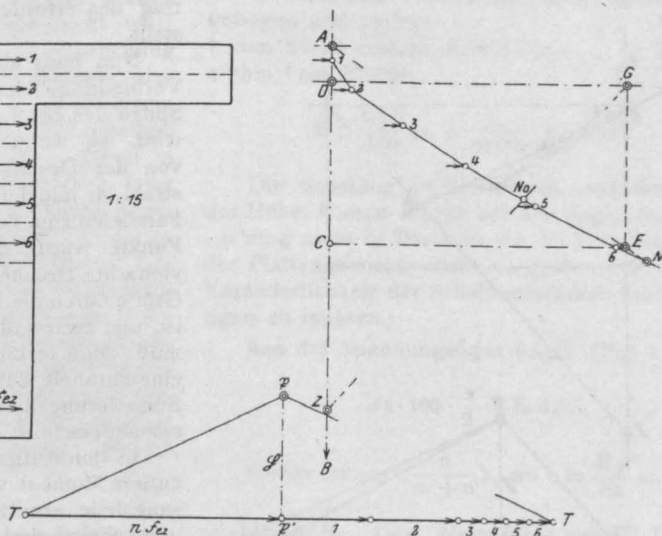


Fig. 9.

Der Punkt Z gibt nunmehr — genau genug — die Lage des Schwerpunkts des gesamten Zug-eisenquerschnitts an, wodurch die Aufgabe 1 ge-löst ist.

Es sollen nun bei gegebenem Moment

2. Höhe und Zugeisen eines hinsichtlich der Druckzone bereits bestimmten Querschnitts gefunden werden, derart, daß sowohl die Druck- wie die Zugbeanspruchungen ihre zulässigen Werte erreichen.

Man nehme hierzu (Abb. 7) wieder N_0 in $\frac{2}{3} M$ von der \overline{AB} an, ermittle D, trage auf der zur \overline{AB} durch D gelegten Senkrechten die Strecke $\overline{DG} = M$ ab, verbinde dann G mit N_0 und bringe diese Verbindungslinie zum Schnitt mit der \overline{AB} in Z_1 . Nunmehr konstruiere man die M_b' -Linie, welche von der Parallelen durch G in E geschnitten wird. Der auf die \overline{AB} projizierte Abstand des Punktes E

nahezu unveränderlich angesehen werden darf, so werden auch die Abszissen der M_b' -Linie alle den gleichen Wert h_m' besitzen, d. h. die M_b' -Linie besteht in einer zur Abszissenachse \overline{AB} senkrechten Geraden.

Man konstruiere für den in Abb. 8 dargestellten Querschnitt unter der oben näher begründeten Annahme des N_0 -Punktes den Druckmittelpunkt D (s. Abb. 9) und trage auf der in D zur \overline{AB} errichteten Senkrechten $\overline{DG} = M$ ab, nehme nach konstruktiven Gesichtspunkten Z an, ermittle h_m' und ziehe die die M_b' -Linie darstellende, zur \overline{AB} in C senkrechte Gerade. Durch den Schnittpunkt E der letzteren mit der zur \overline{AB} Parallelen durch G wird dann von A aus eine Gerade gezogen, welche das Seileck in N schneidet. Von der durch \mathfrak{P} zur \overline{ZN} gelegten Parallelen wird nun auf der Summierungslinie eine dem erforderlichen mit n vervielfachten Eisenquerschnitte

DIE WIRTSCHAFTLICHSTE QUERSCHNITTSBEMESSUNG VON EISENBETON-PLATTEN UND PLATTENBALKEN.

Von L. Friedlaender, Dipl. Ing. bei der A.-G. für Beton- und Monierbau.

Bekanntlich sind alle Eisenbetonbauteile nach den amtlichen Vorschriften mit einer zulässigen Eisenspannung von höchstens $\sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm}$ und einer Betonspannung von $\sigma_b = \frac{1}{6}$ der Druckfestigkeit, also beispielsweise bei einer nachweislichen Druckfestigkeit von 240 kg/qcm (Mischung 1:4) mit höchstens $\sigma_b = 40 \text{ kg/qcm}$ zu berechnen.

Jeder Eisenbetoningenieur weiß nun aus der Praxis, daß er am billigsten arbeiten kann, wenn die Eisenbeanspruchung mit ihrem Höchstwerte ausgenutzt, der Beton dagegen nur bei Platten mit seinem zulässigen Wert beansprucht wird, bei Plattenbalken aber die Beanspruchung niedriger bleibt, als zulässig ist. Während also Platten mit $\sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm}$ und $\sigma_b = 40 \text{ kg/qcm}$ berechnet werden, führt man bei Plattenbalken gewöhnlich nur $\sigma_b = 30 \text{ kg/qcm}$ ein. Wenn in der Praxis aus irgend welchen Gründen, etwa bei beschränkter Bauhöhe, andere Werte angesetzt oder gar doppelte Bewehrungen in Frage kommen müssen, so geschieht dies immer auf Kosten der Wirtschaftlichkeit, d. h. man baut teurer.

Der vorliegende Aufsatz soll die wissenschaftliche Aufklärung für diese aus der Erfahrung abgeleitete Wahl der Betondruckspannungen bringen und zugleich mit Hilfe der beigefügten graphischen Tabelle gestatten, in jedem Falle die der günstigsten Dimensionierung entsprechende Betonspannung sofort abzulesen.

A. Platte.

Es liege zunächst eine Platte von der Spannweite L und der Stärke H vor. Auf 1 qm mögen f_e qcm Eisen in der Platte liegen. Die Nutzhöhe h darf gleich $H - a$ gesetzt werden, wo a im Mittel mit $0,1 h$ anzusetzen ist; es ist also $H = 1,1 h$.

Um zu ermitteln, bei welchem Verhältnis $m = \frac{\sigma_e}{\sigma_b}$ die Platte am billigsten wird, muß natürlich zunächst die Eisenbeanspruchung möglichst hoch eingesetzt werden, d. h. mit dem höchsten zulässigen Werte von $\sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm}$ (in anderen Ländern entsprechend den baupolizeilichen Vorschriften). Die Aufgabe läuft also darauf hinaus, den günstigsten Wert von σ_b oder, was dasselbe ist, von $m = \frac{1000}{\sigma_b}$ zu finden.

Zu diesem Zwecke denke man sich aus der Platte 1 qm herausgeschnitten. Da es bei der folgenden Untersuchung nur auf Vergleichswerte verschiedener Platten bei derselben Belastung und Lagerung ankommt, so gilt die Entwicklung ebenso für durchlaufende wie für frei aufgelagerte Platten.

Die in dem herausgeschnittenen Quadratmeter vorhandene Betonmenge beträgt:

$$\frac{1,00 \cdot 1,00 \cdot H}{100} = \frac{1,1 h}{100} \text{ cbm;}$$

hierin ist h in cm einzusetzen.

Die Eisenmenge für 1 qm beträgt: $\frac{f_e}{10\,000} \text{ cbm;}$
wobei f_e in qcm verstanden ist.

Es koste nun: $1 \text{ cbm Eisen fertig zugeschnitten, gebogen und verlegt} \dots \dots \dots k_e \text{ Mark}$
 $1 \text{ cbm Beton einschl. Arbeitslohn} \dots \dots k_b \text{ Mark.}$
mithin 1 qm Platte:

$$\mathfrak{S} = \frac{1,1 h}{100} k_b + \frac{f_e}{10\,000} k_e \text{ Mark.} \dots \dots (I)$$

Die Schalung ist bei Platten unabhängig von der Höhe, kommt mithin bei der folgenden Untersuchung nicht in Betracht, da die Verschiedenheit der Plattengewichte nicht so groß wird, um eine Veränderlichkeit der Schalungsstärken berücksichtigen zu müssen.

Aus der Spannungsfigur folgt: (Fig. 1)

$$\sigma_b \cdot 100 \cdot \frac{x}{2} = f_e \sigma_e \dots \dots \dots (II)$$

$$\text{Ferner ist: } x = \frac{n}{m+n} h, \text{ wo } n = \frac{E_e}{E_b} = 15 \dots \dots (III)$$

zu setzen ist. Den Wert für x aus Gl. III in II eingesetzt, ergibt:

$$f_e = \frac{100 n h}{2(m+n)m} \dots \dots \dots (IV)$$

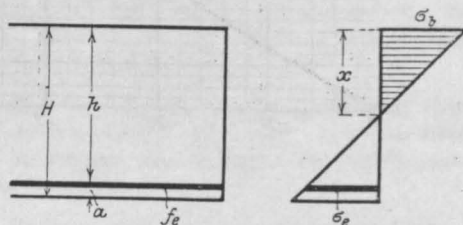


Fig. 1.

Durch Einsetzung dieses Wertes in Gl. I erhält man:

$$\mathfrak{S} = \frac{1,1 h k_b}{100} + \frac{100 n h k_e}{2 m (m+n) 10\,000}$$

$$\mathfrak{S} = \frac{h}{100} \left(1,1 k_b + \frac{n k_e}{2 m (m+n)} \right) \dots \dots (I')$$

Ferner folgt aus der Momentengleichung:

$$M = \sigma_b \cdot \frac{100}{2} \cdot x \cdot (h - x/3)$$

$$= \frac{\sigma_e}{m} \cdot \frac{100}{2} \cdot \frac{h^2 n}{m+n} \cdot \left(1 - \frac{n}{3(m+n)}\right)$$

Plattenstärke ändert; es soll aber zur Vereinfachung M unveränderlich angenommen werden, da der hierbei begangene Fehler, wie weiter unten zu sehen ist, verschwindend klein bleibt. Es stellt

also dann $\sqrt{\frac{6M}{100n\sigma_e}}$ einen Festwert dar, der

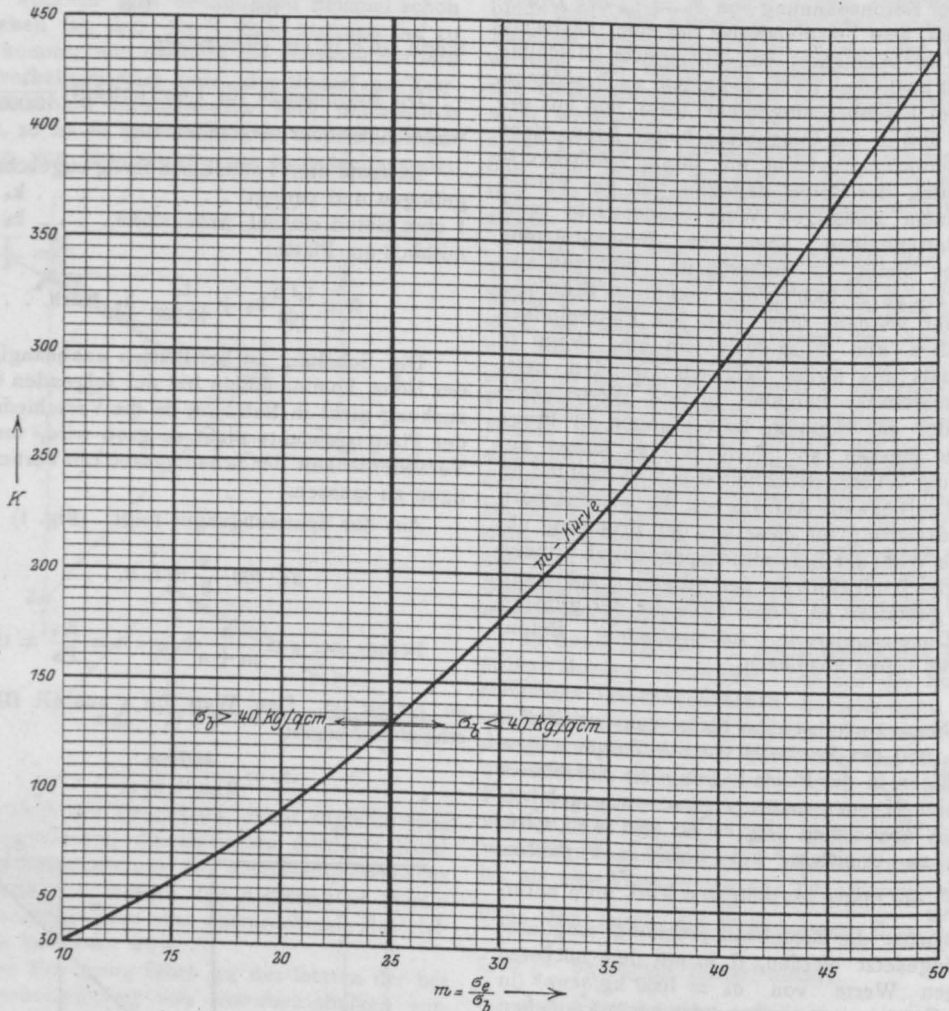


Fig. 2.

$$M = \sigma_e \cdot \frac{100 h^2 n (3m + 2n)}{6m(m+n)^2} \dots \dots \dots (V)$$

Hieraus folgt:

$$h = (m+n) \sqrt{\frac{m}{3m+2n}} \sqrt{\frac{6M}{100n\sigma_e}}$$

Genau genommen ist nun auch M eine Funktion von h , da das Eigengewichtsmoment sich mit der

mit A bezeichnet werden möge. Mithin ist

$$h = A(m+n) \sqrt{\frac{m}{3m+2n}} \dots \dots (VI)$$

Bei Einsetzen dieses Wertes in Gleichung Ia nimmt sie die folgende Gestalt an:

$$\Re = \frac{A(m+n)}{100} \sqrt{\frac{m}{3m+2n}} \left(1,1 k_b + \frac{n k_e}{2m(m+n)} \right) \quad (\text{VII})$$

Vergleicht man die Gesamtpreise \Re einer Platte von derselben Belastung und Spannweite, aber für verschiedene Werte m miteinander, so werden alle diese Preise verschieden sein; der absolut kleinste Wert von \Re ergibt sich für dasjenige m , welches den Wert \Re zu einem Minimum macht, d. h. also, das sich aus der Bedingung $\frac{\partial \Re}{\partial m} = 0$ ergibt.

Bildet man also in Gl. VII die Ableitung nach m und setzt diese gleich 0, so erhält man die noch fehlende Bestimmungsgleichung für m :

$$\begin{aligned} \frac{\partial \Re}{\partial m} = 0 &= \sqrt{\frac{m}{3m+2n}} \left(1,1 k_b - \frac{k_e n}{2m^2} \right) \\ &+ \left[1,1 k_b (m+n) + \frac{k_e n}{2m} \right] \times \\ &\frac{1}{2} \sqrt{\frac{3m+2n}{m}} \cdot \frac{3m+2n-3m}{(3m+2n)^2} \dots \quad (\text{VIII}) \end{aligned}$$

Durch Zusammenfassung der einzelnen Glieder ergibt sich schließlich folgende kubische Gleichung zur Berechnung von m , wenn man $n = 15$ setzt.

$$m^3 + 15m^2 - m \left(6,82 \frac{k_e}{k_b} - 75 \right) = 34,1 \frac{k_e}{k_b} \quad (\text{IX})$$

Hieraus

$$\frac{k_e}{k_b} = \frac{m^3 + 15m^2 + 75m}{6,82(m+5)}, \dots \quad (\text{X})$$

welches Verhältnis mit K bezeichnet werden möge.

Die Gleichung X ist graphisch aufgetragen und kann deshalb zu jedem Werte K sofort das zugehörige m abgelesen werden.

Das Verhältnis $K = \frac{k_e}{k_b}$ hängt von vielen Umständen, z. B. Transport, Mischungsverhältnis, Arbeitslohn, Materialpreisen usw. ab, so daß dafür ein in jedem Falle gültiger Festwert nicht aufzustellen ist. Er läßt sich jedoch, wie unten angegeben, für alle Fälle leicht bestimmen und ist, einmal berechnet, für ein und denselben Bau natürlich feststehend.

Es bezeichne als Kosten frei Bau:

1 cbm Zement α Mark
1 cbm Kiessand β "

Mischungsverhältnis 1 : ν
Arbeitslohn für 1 cbm Beton . . γ Mark
1 t Eisen δ "
Verlegen und Biegen für 1 t Eisen ϵ "

Dann ist:

$$\begin{aligned} k_e &= 7,9 (\delta + \epsilon) \\ k_b &= \frac{\alpha + \nu \beta}{0,7(1 + \nu)} + \gamma \end{aligned}$$

Für mittlere Berliner Verhältnisse und ein Mischungsverhältnis 1:4 ist:

$$k_e = 7,9 (150 + 20) = 7,9 \cdot 170 = 1343 \text{ M.}$$

$$k_b = \frac{45,00 + 4 \cdot 4,50}{0,7(1 + 4)} + 6,50 = 24,50 \text{ M.}$$

$$K = \frac{1343}{24,50} = \sim 55.$$

Diesem Werte entspricht nach der Tabelle ein Wert von $m = 14,5$ oder $\sigma_b = \frac{1000}{14,50} = 69 \text{ kg/cm.}$

Hiernach zeigt sich also, daß bei Platten die günstigste Betonspannung weit oberhalb der zulässigen Grenze liegt, mithin praktisch nicht ausgenutzt werden kann. Man muß aber diesem Werte möglichst nahe zu kommen suchen und daher σ_b mit seinem höchsten zulässigen Werte von 40 kg/qcm ansetzen.

Diese Beanspruchung ist zugleich laut Tafel die wirtschaftlichste für $k = 132$, ein Wert, der wohl in der Praxis kaum vorkommen wird, höchstens bei sehr geringen Zement- und Kieskosten und sehr hohen Eisenpreisen.

Ehe nun die Untersuchung auch auf Plattenbalken ausgedehnt wird, soll an einem Beispiel die Richtigkeit des gewonnenen Ergebnisses erläutert werden.

Es liege eine 3 m weit gespannte Platte vor, Nutzlast $p = 500 \text{ kg/qm.}$

$$\text{Allgemein ist: } M = (g + p) \frac{3,00^2}{8} \text{ kgm.}$$

In der folgenden Tafel sind für $\sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm}$ und $\sigma_b = 20 \text{ kg/qcm}$ bis $\sigma_b = 120 \text{ kg/qcm}$ die Werte H und f_e mit den zugehörigen Kosten zusammengestellt.

σ_b	H_{gew}	$g + p$	$M = \frac{9}{8}(g + p)$	β	$h = \beta \sqrt{M}$	d	$f_e = \frac{100h}{d}$	Kosten		Gesamt- kosten
								Beton $= 0,245 H$	Eisen $= 0,1343 f_e$	
kg/qcm	cm	kg	kgm		cm		qcm	Mk	Mk	Mk
20	24,3 + 1,40	1117	1256	0,685	24,30	433	5,61	6,30	0,75	7,05
30	15,65 + 1,40	909	1022	0,49	15,65	215	7,29	4,18	0,98	5,16
40	11,80 + 1,40	818	920	0,39	11,80	133	8,87	3,24	1,19	4,43
50	9,70 + 1,40	766	861	0,33	9,70	93,3	10,40	2,72	1,40	4,12
60	8,30 + 1,40	733	825	0,289	8,30	70,5	11,75	2,38	1,58	3,96
70	7,35 + 1,40	710	800	0,26	7,35	55,80	13,17	2,14	1,77	3,91
80	6,62 + 1,40	692	779	0,237	6,62	45,80	14,45	1,97	1,95	3,92
90	6,05 + 1,40	678	762	0,219	6,05	38,70	15,60	1,82	2,11	3,93
100	5,6 + 1,40	668	750	0,204	5,60	33,30	16,80	1,72	2,26	3,98
120	4,95 + 1,40	653	735	0,182	4,95	25,90	19,10	1,56	2,56	4,12

Demgemäß ergibt sich nach der genauen Berechnung unter Berücksichtigung des Eigengewichtsmomentes die wirtschaftlichste Abmessung in Übereinstimmung mit dem bereits oben gefundenen Wert bei $\sigma_b \approx 70 \text{ kg/qcm}$.

B. Plattenbalken.

Während die bisherige Untersuchung für Platten wegen des für ihre Herstellung nicht auswertbaren Endergebnisses nur wissenschaftliche Bedeutung hat, gewinnt die folgende Untersuchung für Plattenbalken einen praktischen Wert. Denn da hier die wirtschaftlichste Betonspannung fast immer kleiner als 40 kg/qcm ist, so kann mit Hilfe der Tafel in jedem Falle leicht die günstigste Spannung für die Querschnittsbemessung abgelesen werden, sodaß die Herstellungskosten auf den möglichsten Kleinwert herabzudrücken sind.

Für die folgende Untersuchung soll vorausgesetzt werden, daß die für Platten abgeleiteten Beziehungen II bis VI auch für Plattenbalken Geltung behalten, d. h. daß die Nulllinie noch in den Druckgurt falle. Aber auch dann, wenn diese in den Steg fällt, behält die Untersuchung volle Gültigkeit, da die Eisenbeanspruchungen dadurch fast garnicht beeinflusst werden, die sich etwas höher ergebende Betonspannung aber andererseits doch nicht voll ausgenutzt wird. Auch die früher gemachte Voraussetzung, M unabhängig von der Balkenhöhe anzunehmen, hat hier umso mehr Berechtigung, als die Eigenlast der Rippe im Vergleich zur Eigen- und Nutzlast der Decke kaum wesentlich ins Gewicht fällt.

Die Einheitspreise k_e und k_b werden etwas höher anzusetzen sein mit Rücksicht auf das schwierige Biegen und Verlegen der stärkeren Rippenisen und den höheren Arbeitslohn für den Rippenbeton; dieselben Verhältnisse wie oben vorausgesetzt, darf man annehmen:

$$k_e = 7,9 \cdot 180 = 1422 \text{ und } k_b = 25,50 \text{ M für 1 cbm.}$$

In den Gesamtkosten des Balkens, der zur Vereinfachung bis Oberkante Decke durchgerechnet wird, kommen noch die Einschulungskosten für die beiden Seitenflächen; der Einheitspreis für 1 qm Einschulung der Rippen werde mit k_s bezeichnet [er beträgt etwa 1,50 bis 2,50 M für 1 qm, im Mittel also $k_s = 2,00 \text{ M/qm}$].

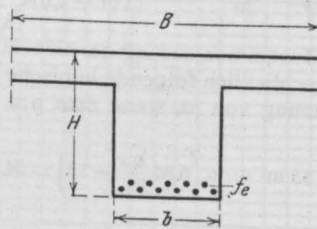


Fig 3.

Es bezeichne ferner: (Fig. 3)

- b die Plattenbreite des Balkens,
- d die Rippenbreite,
- H die Balkenhöhe bis Oberkante Decke,
- f_e den Eisenquerschnitt im Balken für das lfd. m.

Es betragen die Gesamtkosten des Balkens für 1 lfd. m:

$$\mathfrak{K} = \frac{b H}{10\,000} k_b + \frac{f_e}{10\,000} k_e + \frac{2H}{100} k_s \dots \dots \dots \text{(XI)}$$

Es ist ferner nach Gleichung IV:

$$f_e = \frac{B n h}{2 m (m + n)}$$

$$\mathfrak{K} = \frac{h}{10\,000} \left(1,1 b k_b + 220 k_s + \frac{B n k_e}{2 m (m + n)} \right)$$

Nach Gleichung VI war

$$h = A (m + n) \sqrt{\frac{m}{3m + 2n}}$$

Mithin ergibt sich nach Einsetzung dieses Wertes:

$$\mathfrak{K} = \frac{A(m+n)}{10\,000} \sqrt{\frac{m}{3m+2n}} \left[1,1 b k_b + 220 k_s + \frac{B n k_e}{2m(m+n)} \right] \dots \text{(XII)}$$

Bildet man wiederum die Ableitung $\frac{\partial \mathfrak{K}}{\partial m}$, zieht alle Glieder zusammen, so erhält man schließlich folgende Gleichung zur Bestimmung von m:

$$m^3 + 15 m^2 - m \left(\frac{6,82 k_e B}{b k_b + 200 k_s} - 75 \right) = \frac{34,1 B k_e}{b k_b + 200 k_s} \dots \text{(XIII)}$$

Bezeichnet man ähnlich wie oben zur Abkürzung den Bruch

$$\frac{B k_e}{b k_b + 200 k_s} \dots \dots \dots \text{(XIV)}$$

mit K, so erhält man

$$K = \frac{m^3 + 15 m^2 + 75 m}{6,82 (5 + m)} \dots \dots \text{(XV)}$$

Es ergibt sich also für Plattenbalken genau dieselbe Gleichung wie für Platten, weshalb auch dieselbe Tabelle zu verwenden ist, wobei nur K aus Gl. XIV zu berechnen ist. Durch Einsetzen der gewöhnlichen Verhältnissen entsprechenden Einheitspreise ergibt sich ein Mittelwert für K; als mittlere Balkenspannweite werde $L = 6,00$ m, mithin $B = \frac{6,00}{3} = 200$ cm und als mittlere Rippenbreite $b = 30$ cm eingeführt, als Einheitspreise die bereits oben mitgeteilten Werte: $k_e = 1422$ M, $k_b = 25,50$ M und $k_s = 2,00$ M.

Hieraus:

$$K = \frac{200 \cdot 1422}{30 \cdot 25,50 + 2 \cdot 200} = 244.$$

Diesem Werte entspricht nach der Tabelle:

$$m = 35,80 \text{ oder } \sigma_b = \frac{1000}{35,8} = 27,90 \text{ kg/qcm.}$$

Man würde also unter den vorliegenden Verhältnissen am wirtschaftlichsten mit einer Betonbeanspruchung von $\sigma_b = \sim 28$ kg/qcm rechnen.

Dieser Wert dürfte allgemein für die gewöhnlich auszuführenden Plattenbalken zutreffend sein.

Indes kann man in jedem besonderen Falle den Wert K sehr schnell bestimmen und den zugehörigen Wert m aus der Tafel unmittelbar ablesen, da die dazu erforderliche Arbeit und Zeit nur sehr gering ist. Die Verringerung der Selbstkosten durch die richtige Wahl des Wertes m kann in manchen Fällen recht beträchtlich sein und besonders bei großen Bauten einen nicht zu unterschätzenden Gewinn darstellen.

Zum Schluß soll auch an einem Beispiel das für Plattenbalken gewonnene Ergebnis nachgeprüft werden.

Es betrage die Spannweite der Balken $L = 6,00$ m, die Rippenteilung $3,00$ m, die Nutzlast $p = 500 + 50\% = 750$ kg/qm. Die Deckenstärke ergibt sich zu 11 cm, die Belastung der Balken zu:

$$\begin{array}{rcl} \text{Decke} & 3,00 (11 \cdot 24 + 750) & = 3\,042 \text{ kg} \\ \text{Rippengew.} & 0,30 (0,50 - 0,11) \cdot 2400 & = 283 \text{ „} \\ & & q = 3\,325 \text{ kg;} \end{array}$$

für $\sigma_b = 28$ kg/qcm und $\sigma_e = 1000$ kg/qcm ist:

$$\begin{array}{l} h = 0,52 \sqrt{\frac{3325 \cdot 6^2}{8 \cdot 2,00}} = 45 \text{ cm} \\ a = 5 \text{ „} \\ H = 50 \text{ cm.} \end{array}$$

$$x = \frac{45}{3,38} = 13,30 \text{ cm.}$$

Es fällt also die Nulllinie in den Steg, σ_b ergibt sich mithin etwas höher als 28 kg/qcm, σ_e ändert sich jedoch fast garnicht

$$f_e = \frac{200 \cdot 45}{242} = 37,20 \text{ qcm,}$$

$$\text{gew. } 12 \text{ } \varnothing \text{ } 20 \text{ mm } f_e = 37,70 \text{ qcm.}$$

Erforderliche Rippenbreite $b = 6 \cdot 2 \cdot 2,5 = 30$ cm.

$$\tau = \frac{6 \cdot 3325}{2 \cdot 30 \cdot \left(45 - \frac{13,30}{3} \right)} = \sim 8 \text{ kg/qcm.}$$

Der Überschuß an Schubkraft über den zulässigen Wert von $4,5$ kg/qcm wird durch aufgebogene Eisen aufgenommen.

Nunmehr läßt sich der Wert K nach Festlegung von b genau ermitteln, er ergibt sich, wie bereits oben berechnet, zu $K = 244$ und entsprechend $\sigma_b = 28$ kg/qcm; dieser Wert ist der obigen Berechnung zugrunde gelegt und aus der folgenden Zusammenstellung ist ersichtlich, daß hierbei tatsächlich die Gesamtkosten des Balkens am geringsten werden; das Moment wurde zur Vereinfachung unabhängig von der Balkenhöhe zu

$$M = \frac{3325 \cdot 6^2}{8} = 1500 \text{ kgm angenommen.}$$

σ_b kg/qcm	$H = \beta \sqrt{\frac{1500}{2}} + a$	$f_e = \frac{200 \cdot H}{\sigma}$ qcm	Kosten für den lfd. m			Gesamt- kosten M
			Beton 0,0765 H M	Eisen 0,1422 f_e M	Schalung 0,04 H M	
20	59,32 + 5 = 64,32	27,40	4,92	3,90	2,57	11,39
25	49,19 + 5 = 54,19	33,60	4,15	4,78	2,17	11,10
28	44,86 + 5 = 49,86	37,10	3,81	5,27	1,99	11,07
32	40,27 + 5 = 45,27	41,70	3,46	5,93	1,81	11,20
35	37,50 + 5 = 42,50	45,20	3,26	6,43	1,70	11,39
40	33,77 + 5 = 38,77	50,80	2,97	7,22	1,55	11,74

Der Balken wird also in Übereinstimmung mit dem bereits oben gefundenen Tabellenwert am billigsten bei $\sigma_b = 28$ kg/qcm. Wäre σ_b mit 20 oder 35 kg/qcm angesetzt worden, so würde der

Selbstkostenpreis um 32 Pf pro lfd. m teurer sein, was bei einer großen Deckenausführung einen nicht unerheblichen Verlust darstellen muß.

VERGLEICH DER KOSTENBERECHNUNGEN EINER BETONDECKE MIT EINER HOHLSTEINDECKE.

(Eine neue Anwendung der Pohlmanndecke.)

Von Dipl.-Ing. G. Kaufmann, Berlin.

Ein Hauptargument, welches seitens der Gegner von Eisenbetondecken gegen diese ins Feld geführt wird, ist ihre große Hellhörigkeit. In der Tat kann man sich kaum einen besseren Resonanzboden denken als eine solche Betonplatte, und es bedarf einer ziemlich starken Auffüllung eines schalldämpfenden Mediums, um diese lästige Eigenschaft wieder zu paralysieren. Die verschiedenen Mittel hierfür sind bekannt: Aufbringung von Sand, Schlacke oder Schlackenbeton in Verbindung mit einem Estrichfußboden und hierauf ein — möglichst starker — Linoleumbelag. Abgesehen davon, daß diese Schallsolierungen natürlich den Preis der Decke erhöhen, vergrößern sie deren Eigengewicht, was wiederum eine Verstärkung der tragenden Bauteile — Decke, Träger, Säulen und Pfeiler bis herab zu den Fundamenten — und damit eine weitere Verteuerung des Baues zur Folge hat. Auch wird die Konstruktionshöhe der Decke um die Stärke der aufgetragenen Isolierschicht vergrößert und die lichte Höhe der Etagen dementsprechend eingeschränkt. Gründe genug, um eine Konstruktion als wünschenswert erscheinen zu lassen, die bei Erreichung desselben Zwecks die geschilderten Mängel nicht aufweist!

Ein zweiter Mißstand der Eisenbetondecke — wenn man es so nennen will — besteht in der Schwierigkeit, sie mit einem tadellosen Verputz zu versehen, der zwar bei sorgfältiger und sachgemäßer Ausführung an einer Betondecke ebenso gut haftet wie an einer Steindecke, sich aber wegen dieser größeren Sorgfalt bei der Herstellung auch entsprechend höher im Preise stellt. Bei vielen Gebäuden, namentlich für industrielle und gewerbliche Zwecke, wird es ja allerdings überflüssig sein, die Betondecken noch besonders zu verputzen; hier wird es vielmehr, bei einigermaßen sorgfältiger Einschalung, genügen, die Decken einfach nachzuschlämmen. Bei anderen Bauten — besseren Geschäftshäusern, Schulen, Krankenhäusern usw. — wird man dagegen im allgemeinen von einem Putzen der

Decken nicht absehen. Es sind dies auch gerade die Gebäude, bei denen man gleichzeitig Wert auf Schallsicherheit der Decken legen muß, und der Wunsch liegt daher nahe, eine Konstruktion zu finden, welche die beiden erwähnten Vorteile in sich vereint: gleichzeitig schallsicher ist und die Möglichkeit eines einfachen und billigen Verputzes bietet. Natürlich müssen hierbei auch die allgemein bekannten Vorzüge des Eisenbetonbaues zur Geltung kommen.

Die vorstehenden Ausführungen gelten ganz allgemein für jede Eisenbetondecke, und treffen auch zu für die Pohlmannsche Bulbeisendecke. Nach mancherlei Versuchen ist es der Firma Steffens & Nölle gelungen, ihre Konstruktion, die sich als reine Betondecke in vielen Hunderttausenden von Quadratmetern stets aufs beste bewährt hatte, so auszugestalten, daß sie den oben geschilderten Anforderungen für besondere Zwecke durchaus genügt. Diesem neuen Deckentyp seien die nachfolgenden Zeilen gewidmet. Gegenüber der früheren allgemein bekannten Ausführungsart unterscheidet sich die neue Konstruktion dadurch, daß in der Zugzone der Deckenplatte eine Schicht von porösen Hohlsteinen verlegt wird. Die Höhe dieser Steine beträgt, je nach Erfordernis, 10, 12 oder 15 cm, ihre Breite stets 30 cm, ihre Länge 25 cm, die Stärke des Überbetons 4—8 cm. Die Balken werden dagegen in der bisherigen Weise vollständig in Beton hergestellt (s. Fig. 1). Es kam nun darauf an, eine Steinform zu wählen, die einmal ein bequemes, billiges Arbeiten ermöglicht, und zweitens eine durchaus einwandfreie Konstruktion mit absoluter Sicherheit der Verbundwirkung gewährleistet. Beides wurde erzielt mit dem in Fig. 2 dargestellten Stein, dessen Form seinem Erfinder, dem Architekten A. Ackermann, unter Nr. 164 773 patentiert ist. Die Betonrippen zwischen den einzelnen Steinen finden in den schwalbenschwanzförmigen Ausbuchtungen der seitlichen Begrenzungsflächen der letzteren das denkbar beste Auflager, und wird schon

Fig. 1.

Eine gewisse Einspannung wird ja bei diesen gestelzten Decken, bei denen die Eiseneinlagen über den Balken hinweggeführt werden, stets vorhanden sein, und es wäre daher jedenfalls zu ungünstig gerechnet, wollte man sie als freiauffliegend für ein Moment

$$M = \frac{Q \cdot l}{8}$$

dimensionieren. Es wurde daher — im Einverständnis mit der Berliner Baupolizei — durchweg für die Berechnung ein Moment in Feldmitte von $M = \frac{Q \cdot l}{10}$ zugrunde gelegt, welches eine, wenn auch geringe Einspannung berücksichtigt. Die diesem positiven Moment entsprechenden negativen Momente über den Stützen

in der Theorie des Eisenbetonbaues anfechtbar ist — ich erinnere nur daran, daß die für kontinuierliche Platten abgeleiteten Formeln absolut gleiche Höhenlage der Stützpunkte zur Voraussetzung haben, eine Voraussetzung, die niemals erfüllt ist —, haben jedenfalls die Praxis und

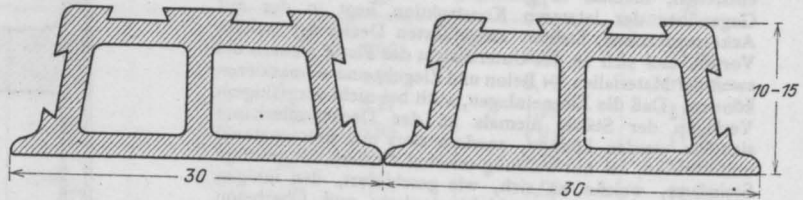


Fig. 2.

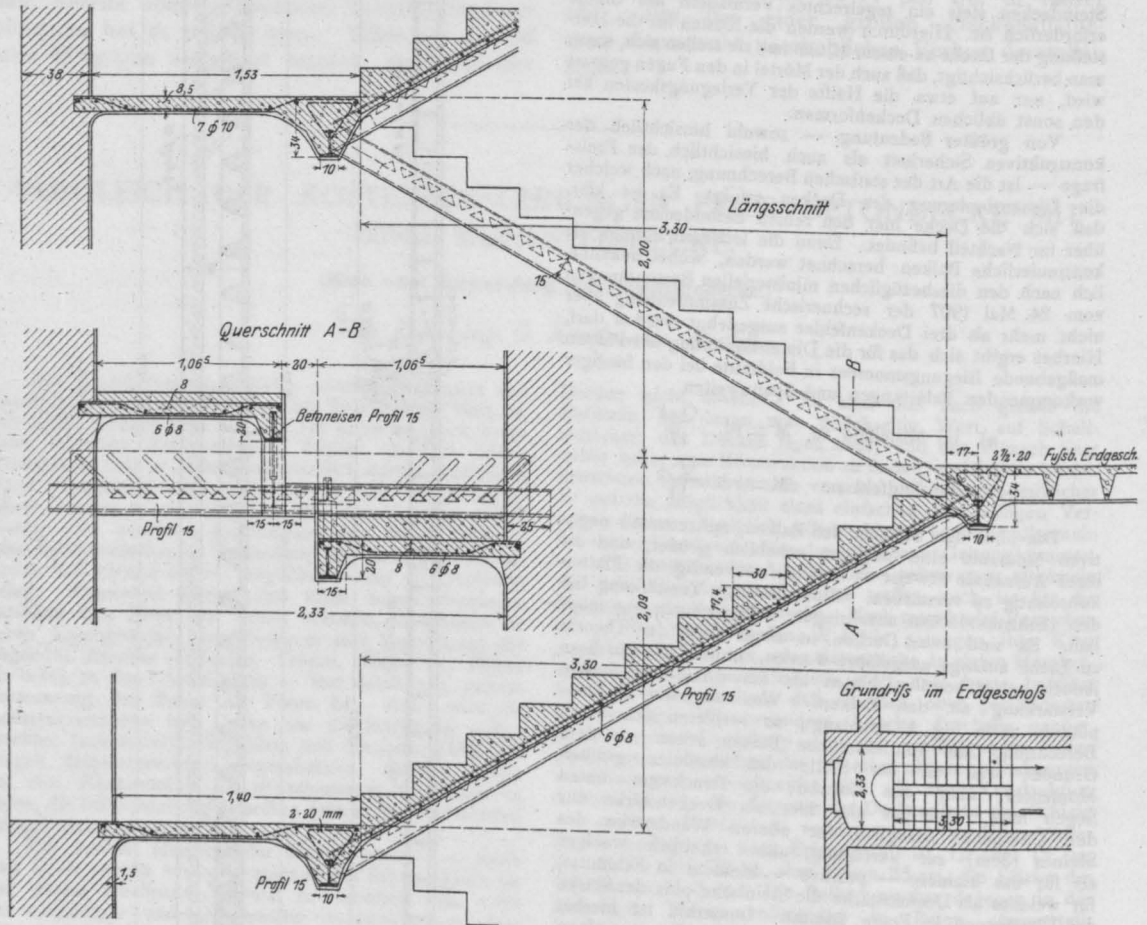


Fig. 3.

werden aber — rein theoretisch betrachtet — so klein, daß sie eine konsolartige Verstärkung entbehrlich machen und von der Platte mit hochgebogenen Eiseneinlagen allein aufgenommen werden können. Hierbei sei ohne weiteres zugegeben, daß diese theoretischen Betrachtungen sehr anfechtbar sind. Aber ganz abgesehen davon, daß auch sehr vieles andere

insbesondere die Probelastungen, von denen später die Rede sein wird, ergeben, daß die nach dem geschilderten Rechnungsgang dimensionierten Decken vollkommen genügende Sicherheit bieten. Für ängstliche Gemüter sei hierbei daran erinnert, daß nach Paragraph 14 Ziff. 3 der ministeriellen Bestimmungen neben dem auf der reinen

Theorie aufgebauten Rechnungsgang auch ein solcher vorgesehen ist, der sich auf Versuche stützt. Es besteht also nicht einmal ein formaler Grund, die durch mehrfache Versuche erprobte Rechnungsart — auch wenn sie vor dem Forum der reinen Theorie nicht bestehen kann — abzulehnen.

Wenden wir uns nun der Frage nach dem Preise der Betonhohlsteindecke und nach ihrer Konkurrenzfähigkeit gegenüber einer reinen Betondecke zu. Der Vergleich wird für die Hohlsteindecke um so ungünstiger ausfallen, je zahlreicher die Mittelfelder gegenüber den Endfeldern sind, da hier bei der reinen Betondecke das Kontinuitätsprinzip am reinsten zur Geltung kommt. Da außerdem auch die Nutzlast im Verhältnis zum Eigenge-

einflußt, sondern lediglich die Balkenhöhe um einige Zentimeter variieren läßt. In der folgenden Tabelle ist nun eine Gegenüberstellung der beiden Decken für die drei typischen Fälle gegeben worden. Zur Preis- bzw. Massenermittlung sei hierbei noch folgendes bemerkt: Der Beton wurde einschl. Arbeitslohn mit 25 M/cbm, die Rundeisen einschl. Biegen und Verlegen mit 16 M pro 100 kg, die Hohlsteine bei 10 cm Höhe mit 90 M pro Tausend, bei 12 cm Höhe mit 96 M pro Tausend frei Baustelle gerechnet, welche Preise etwa normalen Berliner Verhältnissen entsprechen. Für das Verlegen der Hohlsteine wurden 0,30 M pro qm eingesetzt. Für Ein- und Auschalen endlich einschl. Holzverschnitt ist bei der



Fig. 4.

wicht der Decke eine Rolle spielt, so mögen im folgenden als typische Fälle betrachtet werden:

1. Geschäftshaus mit zahlreichen Mittelfeldern, Nutzlast $p = 500 \text{ kg/qm}$, Kappenweite $l = 4,5 \text{ m}$, Balkenlänge $L = 6,5 \text{ m}$,
2. Fabrikgebäude desgl. $p = 750 \text{ kg/qm}$, $l = 3,0 \text{ m}$, $L = 6,0 \text{ m}$,
3. Schulzimmer $9,0 \cdot 6,5 \text{ m}$, $p = 400 \text{ kg/qm}$, $l = 3,0 \text{ m}$, $L = 6,5 \text{ m}$.

Die Balken werden zwar, infolge des verschiedenen Eigengewichts bei den beiden Deckenarten, ebenfalls ein verschiedenes Moment aufweisen, doch ist dieser Unterschied so gering, daß er das Bulbeisenprofil nicht be-

Hohlsteindecke 1 M, bei der Betondecke 1,20 M pro qm gerechnet worden. Diese Differenz ist dadurch gerechtfertigt, daß die Einschalung bei der Hohlsteindecke mit breiten Fugen zwischen den einzelnen Schalbrettern erfolgt, die durch die Steine überdeckt werden, auch erfordert das Schalmaterial und die Arbeit selbst bei weitem nicht die Sorgfalt wie bei einer Betondecke. Auf die so ermittelten reinen Selbstkosten wurden für Unkosten und Verdienst 15% zugeschlagen und damit die in der Tabelle enthaltenen Preise ermittelt. Die Kosten der Bulbeisen nebst Schlingen und Keilen sind hierbei außer Betracht gelassen worden, da sie für beide Deckenarten die gleichen sind, sie würden sich für Decke 1 auf 2,15 M, für Decke 2 auf 2,55 M, für Decke 3 auf 1,35 M pro qm stellen, so daß sich die Gesamtpreise

	für die Hohlsteindecke	für die Betondecke
bei 1:	zu 10,50 M/qm,	zu 9,95 M/qm
„ 2:	„ 10,10 „	„ 9,65 „
„ 3:	„ 7,75 „	„ 7,75 „

ergeben. Wie man sieht, stellen sich die reinen Betondecken in den Fällen, wo eine große Anzahl nebeneinander liegender Kappen vorhanden sind, wo also die Kontinuität gut ausgenutzt werden kann, billiger im Preise als die Hohlsteindecken, und zwar beträgt die Differenz etwa 50% des Gesamtdeckenpreises. Handelt es sich da-

der Säulen, Pfeiler und Fundamente vergrößert und damit auch die Kosten für diese Bauteile erhöht werden.

Haben wir so gesehen, daß die Betonhohlsteindecke auch in wirtschaftlicher Beziehung den Vergleich mit der älteren Schwester, der reinen Betondecke, nicht zu scheuen braucht, so wollen wir uns nun dazu wenden, an Hand der folgenden Figuren verschiedene ausgeführte Objekte zu betrachten. Fig. 1 stellt im Längs- und Querschnitt eine Decke vom Neubau der Unteroffizierschule in Sigmaringen dar, dem ersten Bau, auf dem die neue Deckenform in ausgedehntem Maße (ca 8000 qm) Verwendung fand. Die Fig. 3 stellt Treppenkonstruktionen desselben Baues, ebenfalls unter Verwendung von Bulbeisenbalken dar,



Fig. 5.

gegen um Gebäude mit vielen einzelnen, durch Zwischenwände getrennten Räumen, wo also für die Betondecke verhältnismäßig viel Endfelder und nur wenig Mittelfelder vorhanden sind, so sind beide Decken im Preise gleich. Dieser Vergleich bezieht sich nun lediglich auf die Kosten der Decken selbst. Man erhält ein wesentlich anderes, zugunsten der Hohlsteindecke verschobenes Bild, wenn man zum Preis der Betondecke den für das Aufbringen einer schalldämpfenden Auffüllung hinzurechnet und die Preisdifferenz, die im Putz der beiden Deckenarten liegt, berücksichtigt. Man kommt alsdann zu dem Resultat, daß die Hohlsteindecke nicht allein nicht teurer, sondern in vielen Fällen sogar billiger als die reine Betondecke ist, ganz abgesehen davon, daß durch das nicht unwesentlich höhere Eigengewicht der letzteren auch die Abmessungen

während die Photographien Fig. 4 und 5 den Arbeitsvorgang bei Herstellung der Steindecken veranschaulichen. Fig. 5 ist eine Aufnahme vom Neubau des Stadttheaters zu Freiburg. Hier betrug die Kappenweite 4,17 m, während sich die Stützweite der Bulbeisenbalken auf 9,1 m stellte. Wegen der großen Abmessungen wurde hier die Platte beiderseits des Balkens auf 0,55 m voll in Beton gestampft. Von zahlreichen anderen Bauten, bei denen die neue Decke des weiteren Verwendung gefunden hat, seien u. a. erwähnt die Oberrealschule und das Elektrizitätswerk zu Friedenau, die Mädchenvolksschule zu Wittenberg, die Lehrerseminare zu Eisleben und Schwerin a. W. Von schwerbelasteten Decken sei ein großer Berliner Fabrikneubau von rd. 12 000 qm erwähnt. Hier wurde einer Anregung der Baupolizei entsprechend, eine Konstruktion nach Fig. 6 ausgeführt,

Laufende Nr.	Gebäude	Nutz- last kg/qm	Kappen- weite m	Balken- länge m	Hohlsteindecke				Betondecke			Preis- differenz M/qm
					Bedarf pro qm an			Preis pro qm M	Bedarf pro qm an		Preis pro qm M	
					Beton	Rund- eisen	Hohlsteinen		Beton	Rund- eisen		

wobei die Breite b' des ganz in Beton hergestellten Teils der Deckenplatte = $\frac{1}{6}$ der Balkenlänge abzüglich einer Steinlänge betrug. Auch wurden die Steine im Versatz verlegt, um durchgehende Querfugen zu vermeiden. In ausgedehntem Maße finden die Decken z. Z. Verwendung bei den Neubauten für das Bekleidungsamt des I. Armeekorps in Königsberg i. Pr., wo z. T. ebenfalls recht bedeutende Belastungen in Frage kommen.

Es mögen nun noch einige Worte über verschiedene mit den Decken vorgenommene Probebelastungen gesagt werden.

nach Aufbringen der Last 9 mm
nach vierundzwanzigstündiger Belastung 10 mm
nach vierzigstündiger Belastung 10 mm
nach vollständiger Entlastung ± 0 mm

Ähnliche gute Resultate lieferten die umfangreichen Belastungsproben auf den oben erwähnten Bauten zu Eisen, Wittenberg und auf dem großen Berliner Fabrikbau.

Ich möchte diese Betrachtungen nicht schließen, ohne nicht wenigstens kurz noch eine spezielle Form der Beton-

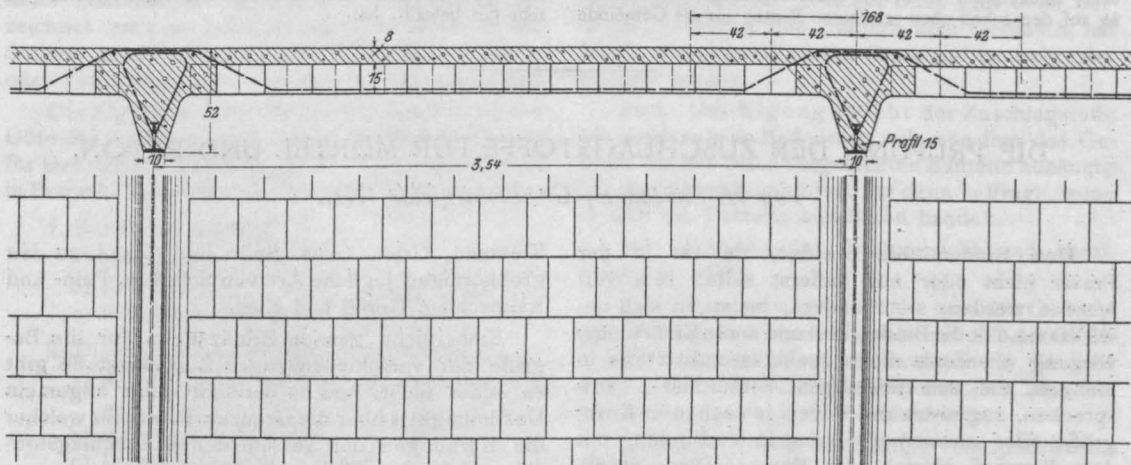


Fig. 6.

Beim Neubau des Lehrerseminars zu Schwerin a. W. wurde die Decke der Turnhalle untersucht. Die Freilänge der Balken betrug hier 10 m, die Kappenweite 4,0 m, die Nutzlast war mit 400 kg/qm der Rechnung zugrunde gelegt worden. Es wurde zunächst ein Deckenstreifen von 1,33 m Breite belastet und zwar, entsprechend § 12 Abs. 4 der ministeriellen Bestimmungen, mit $g + 2p$. Die Durchbiegung betrug nach dem Aufbringen der vollen Last 3 mm, nach 24 stündiger Belastung 4 mm. Diese Durchbiegung bestand auch noch, nachdem die Last 40 Stunden auf der Decke ruhte. Nach vollständiger Entlastung ging die Durchbiegung wieder auf ± 0 zurück. Der Balken wurde voll belastet und zwar mit $0,5 g + 1,5 p$. Hierbei betrug die Durchbiegung in Balkenmitte

Hohlsteindecke mit Bulbeiseineinlagen erwähnt zu haben. Der Deckenkonstrukteur sieht sich nämlich nicht selten vor die Aufgabe gestellt, eine Decke mit ebener Unterseite ohne vortretende Balken zu schaffen. Hierbei sind in der Hauptsache drei Lösungen möglich. Zunächst kann man den zu überdeckenden Raum von Wand zu Wand direkt überspannen, eine Konstruktion, die besonders bei größeren Spannweiten schwere und teure Decken liefert. Die zweite, meist ausgeführte Art besteht darin, daß zwischen I-Trägern Unterflanschdecken hergestellt werden, wobei der Raum zwischen Oberkante Deckenplatte und Oberkante Träger durch totes Material ausgefüllt werden muß. Auch diese Decke hat ein großes Eigengewicht und ist infolge der Verwendung von Trägern ziemlich teuer. Endlich

pflügt man häufig einfache gestelzte Decken auszuführen und die ebene Untersicht durch Anhängen einer Drahtputzdecke oder dgl. zu erzielen. Auch dies ist keine besonders billige Konstruktion, ganz abgesehen davon, daß hier, sofern nicht besondere Vorkehrungen beim Anhängen des Drahtgewebes getroffen werden, die Decke den Nachteil besitzt, sehr hellhörig zu sein. Jedenfalls bietet die Konstruktion einer ebenen Decke, die gleichwohl auf dem Prinzip des Plattenbalkens aufgebaut ist, erhebliche Schwierigkeiten und ist heute noch mehr oder weniger als Problem aufzufassen. Die Firma Steffens & Nölle führt nun eine derartige Decke in der Form aus, daß sie die Bulbeisen mit Unterkante Hohlsteine bündig legt, bezw. die Steine noch 1—2 cm unterhalb der Bulbeisen hervorstehen läßt, um ein Durchscheinen der letzteren zu verhindern. Die Höhe der Steine, die im übrigen dieselbe Form wie oben beschrieben haben, beträgt hierbei 18 bzw. 22 cm, die Stärke des Überbetons 6—10 cm, sodaß also die Gesamtdeckenstärke, die gleichzeitig Balkenhöhe ist, sich auf ca. 24—32 cm beläuft. Die Deckenplatte wird hierbei als freilaufende Platte, deren Spannweite gleich dem Bulbeisenabstand ist, mit

$$M = \frac{Q \cdot l}{8}$$

berechnet, wobei infolge der großen Deckenstärke nur verschwindend wenig Eiseneinlagen erforderlich werden. Die Berechnung der Balken erfolgt als Plattenbalken, wobei die Stärke des Druckgurts gleich der des Überbetons + der oberen Wandstärke der Steine angenommen wird. Auch diese Deckenform ist bereits mehrfach ausgeführt worden, so auf den schon oben erwähnten Bauten für die Gemeinde

Friedenau b. Berlin (Oberrealschule und Elektrizitätswerk) und im Neubau der Unteroffiziersvorschule zu Sigmaringen.

Was nun den Preis dieser ebenen Decken anbelangt, so stellt derselbe sich natürlich nicht unwesentlich höher als der der gestelzten Hohlsteindecke. Hierbei sei vorweg bemerkt, daß die Anwendungsmöglichkeit dieser Deckenform insofern eine begrenzte ist, als bei zu großen Freilängen der Balken und zu erheblichen Nutzlasten die Stärke der Konstruktion zu groß und damit ihr Eigengewicht zu hoch wird, wodurch natürlich die Kosten entsprechend wachsen. Immerhin wird sich die Decke bei einer Nutzlast von 250 kg/qm bis etwa 7,0 m Spannweite und bei einer Nutzlast von 500 kg pro qm bis etwa 6,0 m Spannweite noch rationell verwenden lassen. Die oben unter 1) betrachtete Decke für ein Geschäftshaus mit 500 kg/qm Nutzlast würde sich mit ebener Untersicht einschließlich der Bulbeisen auf ca. 12,50 M pro qm, die unter 3) behandelte Decke eines Schulzimmers mit 400 kg/qm Nutzlast auf etwa 11,00 M pro qm stellen. Die Preisdifferenz beträgt demnach gegenüber der gestelzten Betondecke 2,50 bzw. 3,25 M pro qm. Läßt sich für diesen Preis auch allenfalls unter der Betondecke eine Rabitzdecke anbringen, so kann eine derartige Konstruktion, wie schon oben erwähnt, doch nicht den gleichen Anspruch auf Solidität und besonders Schallsicherheit machen wie die ebene Beton-Hohlsteindecke. Über Belastungsproben mit diesen Decken kann ich z. Z. noch nichts berichten, doch ist mir über irgendwelche Mängel an ihnen bisher nichts zu Ohren gekommen. Alles in allem kann man zusammenfassend also sagen, daß das neue kombinierte Deckensystem — Bulbeisendecke mit Hohlsteinplatte in seinen beiden Ausführungsformen als gestelzte und ebene Decke — sich nach den bisherigen Erfahrungen sehr gut bewährt hat.

DIE PRÜFUNG DER ZUSCHLAGSTOFFE FÜR MÖRTEL UND BETON.

Von H. Burchartz, Gr.-Lichterfelde-West.

Den Bindemitteln werden, da sie in der Praxis nicht oder nur äußerst selten rein verwendet werden, stets andere, meist an sich unwirksame, d. h. die Bindemittel und deren Erhärtungsvorgang chemisch nicht beeinflussende Stoffe in Mengen, die den jeweiligen Verhältnissen entsprechen, zugesetzt und bilden je nach ihrer Korngröße oder -zusammensetzung in Verbindung mit dem Kittstoff Mörtel oder Beton. Diese Stoffe, Zuschlagstoffe oder auch Füll- und Magerungsstoffe genannt, sind auf die Eigenschaften und damit auf die Güte der aus ihnen und den Baustoffen erstellten Mörtel- und Betonmischungen von fast ebenso großem und häufig noch größerem Einfluß, als die Bindemittel selbst.

Ihre Prüfung ist daher wichtig und notwendig.

Man unterscheidet, was die Körnung anbelangt, fein-, mittel- und grobkörnige Zuschlagstoffe und verwendet die verschiedenen Körnungen, je nachdem man Mörtel, Grobmörtel oder Beton herstellen will.

Zu den feinkörnigen Zuschlagstoffen rechnet man alle Sande, zu den mittelfeinkörnigen den

Kiessand, Gries, Grus, Splitt und Grand, zu den grobkörnigen jegliche Art von Schotter, Fein- und Kleinschlag, Geröll und Kies.

Einheitliche genaue Erklärungen für die Begriffe der verschiedenartigen Zuschlagstoffe gibt es leider nicht, und es herrscht daher allgemein Unstimmigkeit über die Grenzen, innerhalb welcher die Körnungen der verschiedenen Zuschlagstoffgruppen liegen sollen.

Die für die Herstellung von Mörtel und Beton in Frage kommenden Zuschlagstoffe sind:

1. Sand,
 - a) natürlicher,
 - b) künstlicher;
2. Grus, Gries, Kiessand, Splitt;
3. Schotter (Zuschlag Fein- oder Kleinschlag),
 - a) aus natürlichen Gesteinen (Kiesel, Granit, Basalt, Kalkstein usw.),
 - b) aus künstlichen Steinen (Ziegel, Schlacke usw.);
4. Rückstände verbrannter Kohle (Asche, Koks, Schlacke, Lösche).

Als Zuschlag ist auch noch das Wasser zu rechnen, das zum Anmachen des Mörtels oder Betons verwendet wird; jedoch soll dieser Stoff nicht mit in den Kreis dieser Betrachtungen einbezogen werden.

Unter „Sand“ versteht man im allgemeinen ein Haufwerk von feinsten und feinen Körnern bis etwa Erbsengröße, also mit Körnern von höchstens 5 mm Durchmesser. Vielfach wird in der Praxis noch das Material als Sand angesehen, das durch ein Sieb von 6 und 7 mm Maschenweite geht.

Der natürliche Sand wird entweder in der Natur fertig vorgefunden (Gruben-, Fluß-, See-, Dünen- Vulkan-, Bims- usw. Sand) oder aus natürlichem Gestein gebrochen. Künstlicher, d. h. nicht aus natürlichem Gestein stammender, ist z. B. der Schlackensand (Abfallstoff der Eisenerzeugung).

Als Kiessand, Kies, Grus und Splitt bezeichnet man Zuschlagstoffe, die teils aus Sand, teils aus Materialkörnern bestehen, die mehr als erbsengroß sind. Die obere Korngrößengrenze ist nicht genau festgelegt. In der Praxis rechnet man hierzu Korn bis zu etwa 2,5 cm Durchmesser.

Alle Zuschlagstoffe mit Körnern oder Stücken, deren Durchmesser mehr als 2,5 cm beträgt, bezeichnet man als Schotter oder, wenn dieser aus Steinen geschlagen oder gebrochen ist, als Klein- oder Feinschlag, auch Geschläge und Klarschlag.

Die Eigenschaften, die für die Beurteilung der Güte der Zuschlagstoffe und deren Verwendbarkeit für Bauzwecke, Herstellung von Kunststeinen usw. in Betracht kommen, sind im wesentlichen folgende:

1. Kornbeschaffenheit,
 - a) Korngröße,
 - b) Kornform,
 - c) Oberflächenbeschaffenheit;
2. Dichtigkeitsverhältnisse des Haufwerks,
 - a) Raumgewicht (eingelaufen, eingefüllt, eingerüttelt),
 - b) spezifisches Gewicht,
 - c) Dichtigkeitsgrad,
 - d) Undichtigkeitsgrad (Gehalt an Hohlräumen);
3. Kornzusammensetzung;
4. chemische Beschaffenheit,
 - a) Gehalt an lehmigen (erdigen oder tonigen) Bestandteilen,
 - b) Gehalt an anderen schädlichen Bestandteilen,
 - c) Gehalt an aufgeschlossenen Silikaten;
5. Festigkeit und physikalische Eigenschaften,
 - a) Druckfestigkeit,
 - b) Wasseraufnahme,
 - c) Frost- (Wetter) Beständigkeit,
 - d) Feuerbeständigkeit.

Da die Prüfung der Zuschlagstoffe ebenso wenig wie die der meisten übrigen Baustoffe einheitlich geregelt ist, geschieht die Ermittlung obengenannter Eigenschaften nach Verfahren, die sich im Laufe der Zeit als zweckentsprechend erwiesen haben. Diese Verfahren sollen nachstehend beschrieben werden.

Zu 1. Die Kornbeschaffenheit eines Zuschlagstoffes wird bis jetzt beurteilt nach Größe, Form und Aussehen der Oberfläche der Körner. Diese Prüfung ist eine rein äußerliche und besteht lediglich in der Beschreibung der genannten Verhältnisse.

Man unterscheidet hinsichtlich der Korngröße feine, mittelfeine und grobe Körner; hinsichtlich der Form runde, längliche, scharfkantige usw. Körner und hinsichtlich der Oberfläche glatte und rauhe Körner.

In der Praxis macht man den Unterschied zwischen „scharfem“ und „weichem“ Sand. Die Beurteilung der Eigenschaften „scharf“ und „weich“ geschieht lediglich nach dem Gefühl in der Hand. Scharfer Sand ist solcher, der beim Zusammendrücken in der Hand ein knirschendes Geräusch erzeugt; er hat vornehmlich nicht zu feines, meist eckiges Korn und ist rein. Weicher Sand gibt beim Zerreiben zwischen den Fingern kein Geräusch, hat feines, vorwiegend rundes Korn und ist mehr oder weniger lehmig.

Zu 2. Das Eigengewicht der Zuschlagstoffe ist insofern von Bedeutung, als von ihm das Gewicht der aus ihnen hergestellten Bauteile abhängig ist. Letzteres kommt fast nur dann in Frage, wenn es sich um Bauteile aus Beton handelt.

Man unterscheidet Raumgewicht und spezifisches Gewicht.

Unter Raumgewicht versteht man das Gewicht der Raumeinheit des Materials einschl. der Hohlräume, unter spezifischem Gewicht das Gewicht der Raumeinheit ausschl. der Hohlräume, also des pulverförmigen lückenlosen Materials.

Das Raumgewicht ist abhängig vom spezifischen Gewicht und der Körnung des Stoffes und bei dem gleichen Material auch von der Dichte des Haufwerks und dessen Feuchtigkeitszustande.

Einheitliche Verfahren für die Ermittlung des Raumgewichts bestehen nicht.

Man bestimmt das Raumgewicht eingelaufen (R_1) durch Einlaufenlassen des Materials in ein Litergefäß mittelst des s. Z. von Prof. Böhme eingeführten Einlaufapparates, das Raumgewicht des eingefüllten Materials (R_f) durch Einschütten bzw. Einschaufeln des Stoffes in ein rundes Gefäß von 10 l Inhalt und das Raumgewicht eingerüttelt (R_r) durch Einrütteln des Stoffes in ein Litergefäß. Das Raumgewicht wird ausgedrückt in kg/l. Der zum Einlaufenlassen bestimmte Apparat besteht aus

einem Blechgefäß von der in Fig. 1 dargestellten Form. Dieses wird auf ein Gefäß von 1 l Inhalt aufgesetzt; nachdem eine genügende Menge Material eingefüllt ist, wird durch Andrücken der Feder A ein Deckel gelöst und das Material läuft in das Litergefäß. Der über den Rand des letzteren überstehende Teil des Materials wird abgestrichen.

Neuerdings wird für diese Prüfung der Apparat nach Fig. 2 in Vorschlag gebracht; indessen eignet sich dieser, da der Trichter mit einem Sieb versehen ist, nur für Zuschlagstoffe geringer Korngröße.

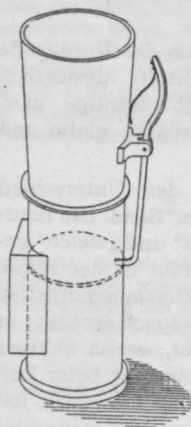


Fig. 1.

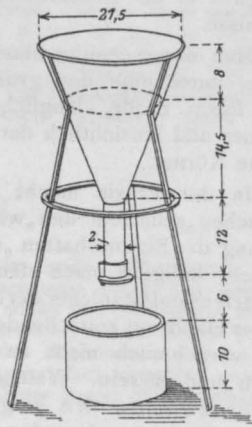


Fig. 2.

Die Stoffe werden für die Prüfung bis zur Gewichtsgleichheit getrocknet, da, wie gesagt, das Raumgewicht durch den Feuchtigkeitsgehalt beeinflusst wird. Vergl. Mitteilungen aus dem Kgl. Materialprüfungsamt*).

Das spezifische Gewicht (s) wird wie bei anderen Stoffen an dem getrockneten, zu Pulver zerkleinerten Material ermittelt unter Anwendung des Raummessers Erdmenger-Mann, dessen Bauart und Verwendungsweise als bekannt vorausgesetzt wird**).

Der Dichtigkeitsgrad (δ_r) wird berechnet aus dem Verhältnis $\frac{R_r}{r}$ und der Undichtigkeitsgrad (u_r), d. i. der Gehalt der Stoffe an Hohlräumen, aus der Differenz $1 - \delta_r$.

Das vielfach gebräuchliche Verfahren, den Gehalt an Hohlräumen in der Weise zu bestimmen, daß man ein Meßgefäß mit dem zu prüfenden Stoffe füllt und dann so lange Wasser zugibt, bis es an der Oberfläche erscheint, liefert durchaus unzuverlässige Ergebnisse, da hierbei wegen der sich bildenden Luftbläschen ein Teil der Hohlräume nicht mit Wasser gefüllt wird.

Man kann jedoch einwandfrei in der Weise verfahren, daß man zunächst etwas Wasser in das Meßgefäß schüttet und hierauf das Material (1 l) in kleinen Mengen unter öfterem Rütteln des Gefäßes zugibt. Man muß jedoch dafür sorgen, daß das Wasser stets über dem Material steht. Nachdem die gesamte Materialmenge eingeschüttet ist, wird das etwa überstehende Wasser abgegossen.

Das Gewicht des verbrauchten Wassers gibt den Gehalt an Hohlräumen.

Zu 3. Eine der wichtigsten Eigenschaften der Zuschlagstoffe ist deren Kornzusammensetzung, d. h. das Verhältnis der Abstufungen in den Korngrößen des Haufwerkes. Von ihr ist der Dichtigkeitsgrad der Stoffe (wenn man von der Art der Lagerung absieht) und somit der Bindemittelverbrauch abhängig.

Zuschlagstoffe mit gleichmäßigem (feinem oder grobem) Korn haben höheren Undichtigkeitsgrad als solche gemischter Körnung; sie ergeben daher unter sonst gleichen Verhältnissen Mörtel und Beton von geringerem Dichtigkeitsgrad und geringerer Festigkeit.

Die Ermittlung der Kornzusammensetzung erfolgt durch Zerlegung des Haufwerkes in verschiedene Körnungen mittelst Siebe verschiedener Maschen- bzw. Lochweite.

Für Zuschlagstoffe mit feinem Korn werden zu diesem Zwecke Siebe mit 900, 324, 120, 60, 20, 9 und 4 Maschen auf 1 qcm und für solche mit grobem Korn solche mit quadratischen Maschen von 0,7, 1, 1,5, 2,5, 4,0 und 6,0 cm Weite benutzt.

Auf die Siebe (zunächst auf das feinste anzuwendende) wird eine abgewogene Menge vorher getrockneten Materials (bei Sand 100 g und bei größeren Zuschlagstoffen 1 kg) geschüttet und so lange gesiebt, bis keine Körner mehr durch das Sieb fallen. Der verbleibende Rückstand wird auf das nächstgrößere Sieb gebracht und in dieser Weise möglichst so lange fortgefahren, bis das Sieb erreicht ist, auf dem kein Rückstand mehr verbleibt.

Man bestimmt hierbei zunächst die Menge des Rückstandes auf den einzelnen Sieben und berechnet dann aus der Differenz der Rückstände auf zwei aufeinanderfolgenden Sieben den Rückstand (in v. H. der gesamten Probemenge) zwischen je zwei Sieben. Die Summe der Rückstände zwischen den Sieben einschließlich desjenigen Teils des Materials, der durch das feinste angewendete Sieb gegangen ist, gibt 100.

Zu 4. Die chemische Beschaffenheit der Zuschlagstoffe ist im allgemeinen von geringer Bedeutung für die Beurteilung ihrer Verwendbarkeit für Bauzwecke, da die meisten Stoffe chemisch bei dem Erhärtungsvorgange unwirksam sind. Ihre chemische Zusammensetzung kommt in erster Linie in Frage, soweit es sich um das Vorhandensein lehmiger (tonischer oder erdiger) Bestandteile handelt. Diese wirken zwar nicht durch chemische

*) Mitteilungen aus dem Kgl. Materialprüfungsamt 1906, Heft 6, S. 299.

**) Mitteilungen 1904, Heft 5, S. 217.

Beeinflussung schädlich, verhindern jedoch die zur Festigung des Zusammenhanges der Mörtel- bzw. Betonmasse erforderliche Ver kittung der Körner des Zuschlagstoffes mit dem Bindemittel und beeinflussen dadurch ungünstig die Festigkeit des Mörtels oder Betons.

Die Wirkung dieser sogenannten abschlämmbaren Stoffe ist dann besonders nachteilig, wenn diese an den Körnern des Zuschlagmaterials haften, da sie die wirksame Ver kittung der Körner mit dem Baustoff unmöglich machen; weniger schädlich sind sie, wenn sie als lockeres Pulver bzw. als lose Bestandteile im Zuschlagstoff vorhanden sind. Unter diesen Umständen können sie sogar nützlich wirken, indem sie zur Verdichtung der Mörtel- bzw. Betonmasse betragen.

Es ist daher nicht in allen Fällen ratsam, den Zuschlagstoff auszuwaschen, weil hierbei außer den Schlammteilchen auch der die Hohlräume sonst füllende Staubsand mit beseitigt wird.

Die Feststellung des Gehaltes an lehmigen usw. Bestandteilen geschieht durch Abschlämmen des Materials.

Von schädlichem Einfluß auf die Erhärtung und Festigkeit von Mörtel und Beton sind mit Humus, Torf u. dgl. durchsetzte Zuschlagstoffe; indessen hat die Erfahrung gelehrt, daß die Humussäure weniger nachteilig ist, als der in moorhaltigen Sanden usw. vielfach enthaltene Schwefelkies, der, wenn er mit der Luft in Berührung kommt, oxydiert und Schwefelsäure bildet, die den Zement stark angreift.

Kohlige, halbverbrannte oder torfartige Teile, wie sie manchmal in Flußsand und -kiesen vorkommen, wirken in Mörtel und Beton ebenfalls nachteilig, indem sie treiben und zu Absprengungen Anlaß geben.

Sulfidschwefel, der in der Hochofenschlacke, Kohlen, Asche, oder Lösche enthalten sein kann; ist unter Umständen schädlich, da er sich in Gegenwart von Feuchtigkeit zu schwefelsaurem Kalk (Gips) umsetzt und zu Treiben Anlaß gibt und ferner deswegen, weil er zum Rosten des Eisens in Eisenbeton beitragen kann.

Schlacke und Lösche und auch Ziegelkleinschlack können Ätzkalk in Stückform enthalten, der insofern nachteilige Wirkung ausübt, als er bei Aufnahme von Wasser löscht und dann treibt.

Günstig und zwar chemisch wirksam sind Zuschlagstoffe, die aufschließbare Silikate enthalten, z. B. Vulkansand, Bimssand, Schlackensand usw.

Der Nachweis der genannten schädlich oder günstig wirkenden Stoffe geschieht auf analytischem Wege in der üblichen Weise.

Zu 6. Die allgemein zur Verwendung gelangenden Zuschlagstoffe haben solche Festigkeit, daß sie für alle vorkommenden Zwecke genügen. Der Nachweis der Festigkeit erübrigt sich daher, abgesehen davon, daß er auch nur für solche Stoffe zu erbringen ist, aus denen sich für Festigkeitsversuche geeignete Probekörper gewinnen lassen.

Wenig feste Stoffe, wie weiche Sandsteine, schwach gebrannte Ziegel, Asche, Bimssand usw., sind eben nur für untergeordnete oder bestimmte Zwecke verwendbar.

Wird die Ermittlung der Druckfestigkeit eines Zuschlagstoffes gewünscht, so geschieht sie nach den üblichen hierfür bestehenden Verfahren.

Das Wasseraufnahmevermögen ist für die Beurteilung der Verwertbarkeit der Zuschlagstoffe insofern von Belang, als glasige, also nicht wasseraufnahmefähige Stoffe, wie Trachyt und Lava, für die Zwecke der Mörtel- bzw. Betonbereitung wenig geeignet sind. Bei Stoffen, die sehr porös sind und viel Wasser aufsaugen, ist auf diese Eigenschaft besonders Rücksicht zu nehmen. Beim Anmachen des Betons ist der Wasserzusatz entsprechend zu erhöhen, bezw. sind die Stücke des Zuschlagstoffs vorher mit Wasser zu tränken.

Das Wasseraufnahmevermögen kann in der gebräuchlichen Weise bestimmt werden.

An Zuschlagstoffe, die namentlich zur Betonbereitung Verwendung finden, muß die Forderung gestellt werden, daß sie wetter- bzw. frostbeständig sind.

Die Frostbeständigkeit wird nach dem üblichen Verfahren ermittelt (25 maliges abwechselndes Gefrieren und Auftauen in Wasser).

Was die Feuerbeständigkeit betrifft, die sonst allgemein von Baustoffen verlangt wird, so kann ein Zuschlagstoff an und für sich feuerbeständig sein, z. B. Kalksteinschotter, jedoch im Betonmauerwerk sich als genügend feuersicher erweisen. Geeignete Brandproben geben über die genannte Eigenschaft Aufschluß. —

Wenn am Schlusse dieses Aufsatzes ein Wunsch ausgesprochen werden kann, so ist es der, daß die beteiligten Kreise möglichst bald die Feststellung einheitlicher Begriffe für Sand, Kies usw., sowie die Einführung einheitlicher Verfahren für die Prüfung der Zuschlagstoffe veranlassen möchten. In England hat man bereits den Anfang gemacht, wenigstens hinsichtlich der Begriffserklärung der Zuschlagstoffe Vereinheitlichung herbeizuführen*).

*) Zement und Beton, 1909, Heft 6, S. 70 ff.

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet von Dr.-Ing. F. Kögler (Dresden).

L. bedeutet Hinweis auf die in der Zeitschrift „Armierter Beton“ früher erschienene Literaturschau.

I. Der Baustoff.

1. Herstellung und Verarbeitung.

Freier Kalk im Portlandzement. Von A. G. Smith. Nach Ansicht des Verfassers bietet die mikroskopische Prüfung des Portlandzements guten Anhalt zur Beurteilung der Volumbeständigkeit. Journ. Ind. Eng. Chem. 1909. Bd. 1. S. 668. — Beton-Zeitung. Nr. 45.

Chlorkalziumzusatz zum Portlandzement. Von Oskar von Blaese. Untersuchungsergebnisse des Einflusses geringer Mengen Chlorkalzium auf Portlandzement. Chemiker-Zeitung. — Beton-Zeitung 1909. Nr. 47.

Zementkalkmörtel. Die Berliner Handelskammer veröffentlicht nach Prüfung durch die Fachausschüsse für das Hoch- und Tiefbaugewerbe und für Ziegel und Steine, sowie im Einvernehmen mit der Potsdamer Handelskammer, den Ältesten der Kaufmannschaft und dem Verein der Portland-Zementfabrikanten E. V. Begriffsbestimmungen über Kalkmörtel verlängerten Zementmörtel, reinen Zementmörtel, hydraulischen Mörtel, Gipsmörtel, Haarkalkmörtel, Chamottmörtel und Lehm-mörtel. Beton-Zeitung 1909. Nr. 47.

Lava als Mörtel. Kurze Mitteilung über eine in Japan gefundene Lavaart mit der Eigenschaft eines natürlichen Zementes wie Traß und Puzzolan. Preis 1,37 bis 1,58 M für 75 l. Beton-Ztg. 1909. Nr. 43.

2. Prüfung und Untersuchung.

Deutscher Materialprüfungs-Verband. Hauptversammlung. Berichte der Ausschüsse, namentlich des Ausschusses 5 über eine vom Kopenhagener Kongreß angenommene beschleunigte Raumbeständigkeitsprobe für Portlandzement nach Le Chatelier. Ausführliche Begründung der ablehnenden Haltung der Deutschen auf genanntem Kongreß gegen Annahme der Le Chatelierprobe. Zement und Beton 1909. Nr. 47.

Beschleunigte Raumbeständigkeitsproben der Zemente. Beschreibung der Le Chatelierprobe, angenommen vom 5. Kongreß des Internationalen Verbandes für die Materialprüfungen der Technik (Kopenhagen). Tonindustrie-Zeitung 1909. Nr. 140.

Mörteluntersuchungen. Ergebnisse der von Dr. H. Renezier im mechanisch-technischen Laboratorium der Technischen Hochschule in Wien ausgeführten Untersuchungen über Traß-, Traßzement- und Zementkalkmörtel. Zement und Beton 1909. Nr. 47.

The Rate of Increase in Strength of Cement. Einzelne amerikanische Behörden haben für die Zementprüfung gefordert, daß die Zunahme der Festigkeit der Probekörper innerhalb gewisser Zeiten bestimmte Werte erreichen müsse. An der Hand von Beispielen wird auf das Fehlerhafte dieser Zumutung hingewiesen. The Eng. Rec. 1909. Nr. 18. S. 485.

The Manufacture and Testing of Portland Cement. Allgemeine Regeln über den Gebrauch von Portlandzement. Concr. and Constr. Eng. 1909. Nr. 6. S. 423.

Die neuen Normen für einheitliche Lieferung und Prüfung von Portlandzement. Von A. Burchartz. Kurze Mitteilung über die Veranlassung der Neuaufstellung sowie über die wesentlichsten Abänderungen, die sich erstrecken 1. auf die Begriffserklärung für Portlandzemente, 2. auf die Mahlfeinheit, 3. auf Ausschaltung der Zugfestigkeit und 4. auf die maßgebende Normenfestigkeit. Beton u. Eisen 1909. Heft XV.

Prüfung von Zement auf Erhärtungsfähigkeit. Die Zementproben werden unmittelbar nach ihrer Herstellung in dampfdichten Apparaten bis 24 Stunden lang unter Dampfdruck behandelt. Beton-Zeitung 1909. Nr. 43.

Die Erforschung der Mörtelstoffe. Von Prof. Oskar Schmidt, Stuttgart. Ausführliche Zusammenstellung der Veröffentlichungen des letzten Jahres (1. Juli 1908 bis 30. Juni 1909) über Eigenschaften des Zementklinkers, des Zement- und des Kalkmörtels sowie über Untersuchungsverfahren. Zement und Beton 1909. Nr. 45, 46 und 48.

The Compressive Strength of Coke Concrete. Versuchsreihen über Druckfestigkeit von Schlackenbeton zeigen gute Brauchbarkeit von Koksschlacke für Decken. The Eng. Rec. 1909. Nr. 18. S. 482.

Prüfung von Eisenportlandzement im Vergleich zu Portlandzement. Von Prof. M. Gary und H. Burchartz. Ausführlicher Bericht über Veranlassung, Arbeitsplan und Ergebnisse. Mitteilungen aus dem Kgl. Materialprüfungsamt 1909. 5. und 6. Heft. — Tonindustrie-Zeitung 1909, Nr. 140, hält das Ergebnis für wenig befriedigend und spricht sich gegen die Erklärung des Ausschusses aus, daß auf Grund der Versuche gegen Zusatz geeigneter Schlacken zu gewöhnlichem Portlandzement Bedenken nicht bestehen.

II. Bericht über das Verhalten hydraulischer Bindemittel im Seewasser. Von Prof. M. Gary und Ing. C. Schneider. I. Be-

richt wurde 1900 erstattet; die damaligen Versuche haben erwiesen, „daß es möglich ist, durch Zusätze von Traß innerhalb gewisser Grenzen zu Portlandzementen diese für die Benutzung im Seewasser geeigneter zu machen.“ Ungewiß blieb, wie sich die Körper innerhalb längerer Beobachtungsdauer verhielten. Es wurden nun 1902 Versuche an Betonproben und großen Körpern, die direkt in die Buhnen einzubauen waren, mit Mörtel aus Zement, Zement-Traß und Kalk-Traß eingeleitet, über deren Durchführung und Ergebnisse eingehend berichtet wird. Mitteilungen aus dem Kgl. Materialprüfungsamt zu Gr.-Lichterfelde West, 1909, 5. und 6. Heft.

Zur Verwendung von Beton und Eisenbeton am Meere. Von Prof. M. Möller, Braunschweig. Verfasser teilt mit, daß Beton über Mittelwasser, wo er nur bisweilen dem Angriff des Seewassers ausgesetzt ist, mit Vorteil verwendet werden kann. Beton, im Bereich des täglich wechselnden Meerwasserstandes verwendet, erwies sich nicht widerstandsfähig, wenn er an Ort und Stelle gestampft wurde, blieb jedoch unversehrt, wo es sich um vorher fertiggestampfte Betonplatten handelte. Als Schutz der Eiseneinlagen bewährte sich der Beton vollkommen. Verfasser gibt die Orte bekannt, wo seine Versuchskörper besichtigt werden können. Beton und Eisen 1909. Heft XV.

Erhärtung der Zemente. Bericht über die Untersuchungen mit ungarischem Romanzement, ausgeführt vom ungarischen Landesverband im Auftrag des 3. internationalen Kongresses für Materialprüfungen der Technik. Zement u. Beton 1909. Nr. 49.

Einfluß des elektrischen Stromes auf Beton. Kurze Mitteilungen über englische Untersuchungen. Beton-Zeitung 1909. Nr. 43.

Verhalten des Betons bei niedriger Temperatur. Auszug aus dem Bericht des Prof. Germer (Stettin) auf der vorjährigen Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins. Untersucht wurden der Einfluß der Frostwirkung 1. auf die Festigkeit des Betons an sich und 2. auf die Haftfestigkeit des Betons am Eisen. Die Ergebnisse sind in mehreren Schaubildern zusammengestellt. Zu 1 ergibt sich, daß gut ausgeführter Beton selbst ziemlich scharfe Frostwirkung trägt; zu 2, daß die Haftfestigkeit außerordentlich ungünstig durch Frost beeinflusst wird, die ungünstige Wirkung aber durch Einschlänmen der Eiseneinlagen mit reinem Zement wieder vollständig behoben wird. Tonindustrie-Zeitung 1909. Nr. 131.

Auflösung und Zersetzung der Zemente. Auszug des Berichtes des Ing. Maynard in der Sitzung des französisch-belgischen Verbandes für die Materialprüfungen der Technik

vom 24. April 1909 über die Zersetzung und Auflösung der Zemente unter dem Einflusse des Wassers. Tonindustrie-Zeitung 1909. Nr. 131.

Die Folgen des Gebrauchs unrichtig zusammengesetzter Mörtel. s. L. Dezember 1909 I, 1, S. 528. — Anton Hambloch, Andernach stellt der von Kloes vorgeschlagenen Auswahl von erprobten Mischungen eine andere gegenüber und begründet seine teilweise abweichenden Anschauungen unter besonderer Berücksichtigung deutscher Verhältnisse. — Erwiderung von van der Kloes. Zentralblatt der Bauverwaltung 1909. Nr. 98. — Verwitterung und Mörtel. Beton-Zeitung 1909. Nr. 43.

Die Portland-Zementfabrikation. Ausführliche Erörterungen über Trocken- und Naßmahlung. Entwicklung der Mahlmaschinen. Mit der andauernden Verbesserung der Fabrikation ist eine starke Erniedrigung des Produktionspreises verbunden gewesen. Beton-Zeitung 1909. Nr. 46.

Zur Erhärtung der hydraulischen Bindemittel. Beitrag zur Erklärung des Erhärtungsprozesses. Von Dr. phil. Gustav Becker, Dipl.-Ing. Tonindustrie-Zeitung 1909. Nr. 134.

Beiträge zur Kenntnis des Kleingefüges des Portlandzementes. Von E. Stern. Kurze Bemerkung über die Vorgänge beim Abbinden und Erhärten des Portlandzementes. (Ztschr. anorg. Chemie 1909, Bd. 63, S. 160). Betonzeitung 1909. Nr. 44.

Zement als Schutz des Eisens gegen Rost. s. L. Juli 1909 I, 2, S. 296. Betonzeitung 1909. Nr. 46.

3. Wirtschaftliches.

The Concrete Institute. Gründung eines Betonvereins in London. Tonindustrie-Zeitung 1909. Nr. 143. s. L. Nov. 1909. I, 3. S. 479.

Technical Schools at Home and Abroad. Kurze, sachliche Betrachtung über Unterschiede im Ausbildungsgang der Ingenieure in verschiedenen Ländern. Den englischen Lehrern wird der Vorwurf gemacht, zu viel Theorie zu bieten. Deutschlands akademische Freiheit wird nicht günstig beurteilt, aber die Güte unserer Lehrmittel und die ständige Fühlung zwischen Professoren und Leuten der Praxis anerkannt. The Engineer. November 1909. S. 507.

The Status of the Engineering Profession in Great Britain. Ausführliche Besprechung der preisgekrönten Schrift des engl. Ingenieurs Thomas, der die nicht genügende gesellschaftliche Anerkennung des Ingenieurs im öffentlichen Leben feststellt und zur Besserung der Verhältnisse besonders die Heranziehung der großen Fachvereine vorschlägt. The Eng. Rec. 1909. Nr. 18. S. 500.

II. Theorie.

Säulen aus umschnürtem Beton. Ermittlung der Abmessungen und Spannungen mittels Schaubildes unter Beachtung des Runderlasses des preuß. Ministers der öffentl. Arbeiten vom 18. Sept. 1909, betreffend die Berechnung von Säulen aus eisenumschnürtem Beton. Von Dipl.-Ing. Em. Haimovici. Zement u. Beton. 1909. Nr. 48. s. a. L. Oktober 1909. II. S. 435.

Näherungsformel für σ_{xz} bei exzentrischer Normalkraft. Von Ing. Adam, Wien. Beton und Eisen. 1909. Heft XIV.

Conservation of Plane Section in Concrete Beams. Ausführliche Angabe über Versuche mit Eisenbetonbalken, die feststellen sollten, ob der Querschnitt bei Biegung eben bleibt, und welche Rolle hierbei die Größe der Eiseneinlagen spielt. Zahlreiche Schaubilder zeigen, daß große Abweichungen nicht eintreten. The Eng. Rec. 1909. Nr. 19. S. 517.

Berechnung von Eisenbetonplatten mit kreuzweiser Bewehrung. Angaben nach einem schon früher gebrachten Aufsatz. Dingl. polytechn. Journal. 1909. Nr. 42. S. 670.

Ein Beitrag zur Theorie der Vierendeelträger. Von Ing. P. M. Fraudsen, Kopenhagen. Beton u. Eisen 1909. Heft XIV—XVI.

Berechnung und Konstruktion von Einflußlinien für die statisch unbestimmten Größen von Rahmenbindern. Von Ingenieur Edwin Grahl, Düsseldorf. Die zeichnerische Berechnung wird durch Vernachlässigung mehrerer für die Praxis bedeutungsloser Kräfteeinflüsse möglich und ist für 5 Rahmenkonstruktionen durchgeführt. Mit Abb. Eisenbeton 1909. Nr. 22. s. L. Dez. 09. II.

III. Eisenbetonversuchswesen; Feuerproben.

Bewehrung von Betonquadern mit Nägeln. Von Leon S. Moisseiff, New York. Zur Klärung der Eigenschaften des bewehrten Betons sind Festigkeitsversuche mit Würfeln gemacht worden, die mit Drahtnägeln bewehrt waren. Diese ergaben eine außerordentliche Festigkeit bereits nach 7 Tagen. Die Erhöhung der Tragfähigkeit ist auf die durch die Nägel bewirkte Vergrößerung der Scheerfestigkeit zurückzuführen. Beton u. Eisen 1909. Heft XV. s. L. September 1909. III. S. 372.

Tests on Reinforced Concrete Conducted in Great Britain. Beschreibung einiger Bruchversuche mit Decken verschiedener Bewehrung, die aber zu verschiedenen Zeiten und unter verschiedenen Gesichtspunkten ausgeführt wurden und nur geschichtliches Interesse haben. Mit Abb. Concr. and Constr. Eng. 1909. Nr. 6. S. 392.

Feuerbeständigkeit von Baustoffen. Kurze Mitteilung von G. P. Dielemann über Versuche der technischen Abteilung des geologischen Institutes der Vereinigten Staaten von Nordamerika zur Prüfung verschiedener Baustoffe auf Feuerbeständigkeit. Tonindustrie-Zeitung 1909. Nr. 134.

Bauunfälle. Wegen vorzeitiger Entfernung der Stützen brach in der Langseekaserne in Allenstein die oberste Eisenbetondecke und durchschlug die drei darunterliegenden. Beton u. Eisen 1909. Heft XV. — Vermutlich ebenfalls infolge zu frühzeitiger Ausrüstung erfolgte der Einsturz der obersten Decke in einem Fabrikneubau in Elbing. Beton u. Eisen 1909. Heft XIV.

IV. Amtliche Vorschriften über Eisenbetonbau.

Neue Vorschriften für Eisenbeton in der Schweiz. Auszug der wichtigsten Bestimmungen unter Hervorhebung ihrer vorbildlichen Fassung. Beton u. Eisen 09. Heft XIV. — Beton-Zeitung 1909. Nr. 43. s. L. Dezember 1909. IV. S. 530. — Auch Deutsche Bauzeitung, Mitteil. Nr. 25. S. 104.

Zu den amtlichen Bestimmungen. Meinungsaustausch über einen Aufsatz von Prof. Ramisch in Nr. 44 von Z. u. B. über § 14 Ziffer 2 der Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten vom 24. Mai 1907. Zement u. Beton 1909. Nr. 46, 47, 49.

Erläuterungen zu den Vorschriften über Bauten in armiertem Beton. Eingehende Begründung einzelner Punkte der neuen schweizerischen Vorschriften durch Angabe der maßgebenden Versuche und geschichtlicher Entwicklungen. Schweizerische Bztg. 1909. Nr. 19. S. 270 u. 287. Hierzu daselbst No. 14. S. 185 und L. 1909. Dezember. V.

The New York Building Code. Mitteilungen über das abgelehnte Baugesetz der Stadt New York. Concrete and Const. Eng. 1909. Nr. 6. S. 388.

V. Ausführungen.

1. Zement-, Beton- und Eisenbetonwaren Allgemeines über Beton und Eisenbeton.

Der Betonkunststein in der Architektur. Von Fred Hood. Beton eignet sich nach dem Verfasser zur Steinarchitektur gleich gut, wenn nicht besser als Natursteine. Diese im allgemeinen teurer im Material und in der Bearbeitung. Beton-Zeitung 1909. Nr. 46.

Alte Zementdachsteine. Mitteilung von Kurt Hertel über die von ihm beobachtete künstlerisch voll befriedigende Wirkung von 40 und mehr Jahre alten Dächern aus Zementdachsteinen

in der Gegend von Schliersee, Rosenheim und Trauenstein. Zement und Beton 1909. Nr. 49.

Maschine für Zementdachpfannen. Zur Herstellung der Pfannenform gegenüber dem bisher sehr beliebten Format der Langfalzsteine. 15 Stck. decken 1 qm und wiegen 38–39 kg. Zement und Beton 1909. Nr. 45.

Some Characteristics of Cement Brick. Zementziegel haben sich als sehr gleichmäßig und, in geeigneter Weise hergestellt, als wesentlich fester als Lehmziegel gezeigt. Druckproben werden angeführt. Cement Age 1909. Nov. S. 308.

Rissige Zementwaren. Verfasser führt Risse auf Verwendung zu frischen Zementes zurück und empfiehlt, jede Lieferung auf Raumbeständigkeit zu prüfen, und für den Fall, daß Treibneigung besteht, den Zement noch eine Weile lagern zu lassen. Beton-Zeitung 09. Nr. 45.

Einstampfen von Zement- und Kunststeinwaren. Die Hiltruper Terrazzo- und Zementwarenwerke, A.-G. verwandte seit länger als 1 Jahr mit bestem Erfolg mit Preßluft betriebene Stampfer bei Herstellung von Zementwaren aller Art, als Röhren, Treppen, Werksteine, Platten usw. 8 Atm. Spannung. Der 5 kg schwere Stampfer macht 400–800 Schläge in der Minute bei 10 bis 12 cm Hubhöhe. Er arbeitet nach jeder Richtung. Bei Betonbauten werden Antriebsmotor, Kompressor und Windkessel auf einem Wagen montiert. Mit Abb. Tonindustrie-Zeitung 1909. Nr. 137.

Artificial Stone for Footways. Ein Vortrag über Betonplatten für Fußwege stellt fest, daß bisher sehr gute Erfolge hinsichtlich Haltbarkeit und Billigkeit gemacht wurden. Besonderer Wert wird auf genügendes Alter der Platten gelegt und 12 Monate Lagerzeit vor dem Einbau empfohlen. Concr. and Constr. Eng. 1909. Nr. 6. S. 418.

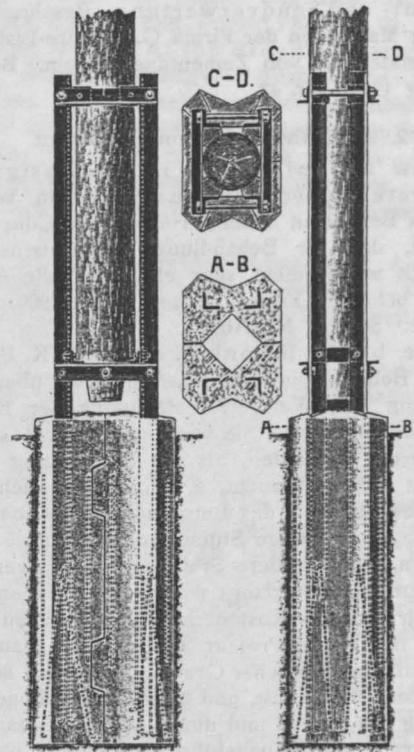
Betonpfähle System Strauss. Kurze Angaben über einen erfolgreichen Versuch mit Straußpfählen in Wien. Zeitschr. des östr. Ing. u. Arch.-Vereins. Nr. 49. S. 788.

Concrete Lamp Posts. Architektonisch gut durchgebildete Säulen als Träger von elektrischen Bogenlampen sind in Atlantic City zur Ausführung gekommen. Cement Age 1909. Nov. S. 317. Mit Abb.

Siegwart Reinforced Concrete Poles. Kurze Angaben mit Abb. über Lichtmaste und Leitungsmaste nach System Siegwart. Concr. and Constr. Eng. 1909. Nr. 6. S. 441.

Telegraphenstangensockel. Mitteilung des Kommerzienrates C. Schwenk (Ulm) auf der Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins E. V. S. Abb. Vorzüge: Holzmast kürzer, daher

billiger, ist der Zerstörung durch das Erdreich entzogen; Anordnung wesentlich leichter und



wohlfeiler als ganzer Eisenbetonmast. Tonindustrie-Zeitung 1909. Nr. 140.

Eisenbetonpfahlgründung. Bei der Gründung des Regierungsgebäudes zu Düsseldorf war der geeignete Baugrund erst in 6–11 m Tiefe anzutreffen. 1112 Betonpfähle wurden am Bauplatz hergestellt und nach 4 Wochen Erhärtung eingrammt. 1 m Pfahl stellte sich auf 25,7 M. Dingl. polytechn. Journal 1909. Nr. 49. S. 781.

Molding Large Figures in Concrete. Angaben über die Herstellung von 4 großen Löwengestalten in Beton mit Eiseneinlage als Brückenschmuck. Cement Age 1909. Nov. S. 322. Mit Abb.

Neue Anwendung des Zements. Von George W. Forster. Alte hohle Bäume werden nach Entfernung aller fauligen Teile im Innern und nach Kreosotanstrich mit Zementmörtel ausgefüllt. Zement und Beton 1909. Nr. 46.

Experiments on Conveying Concrete through Pipes under Air Pressure. Mit Erfolg sind Versuche veranstaltet worden, fertigen Beton in ziemlich feuchtem Zustand durch Rohrleitungen mit Druckluft nach dem Ort des Einbaus zu fördern. Der in dieser Weise 30 m hoch gehobene

Beton hatte keinen Schaden in seiner Zusammensetzung erlitten. Eng. News 1909. Nr. 22. S. 579.

Die deutsche Maschinenindustrie für Zement- und Sandverwertung. Beschreibung neuerer Maschinen der Firma G. Schulze-Eisleben zur Herstellung von Zementdachziegeln. Beton-Zeitung 1909. Nr. 43.

2. Ausführungen im Hochbau.

New Art Influences in the Design of Concrete Houses in Europe. Von Wisch. An den Beispielen neuerer Häuser aus Cöln wird gezeigt, daß die Behandlung der Außenseiten lediglich mit Zement sehr eindrucksvolle Architektur schaffen kann. Cement Age 1909. November. S. 291. Mit Abb.

Die bösen Betonbalken. Von K. Böhmgera. Beherrigenswerte Ausführungen über die Erhöhung der Wettbewerbsfähigkeit der Eisenbetonbalkendecken. Sie wird erschwert 1. durch strengere Vorschriften, als sie ein anderer Baustoff zu erfüllen braucht, 2. durch den leicht begreiflichen Ehrgeiz des Betonfachmannes, bei seinem Angebot lästige Stützen oder Mauern fortzulassen, also größere Stützweiten anzuwenden, als ursprünglich verlangt waren; er übersieht die dadurch bedingte Kostenerrhöhung, die einen Vergleich mit einem Projekt aus anderem Baustoff, aber auf ursprünglicher Grundlage sehr zu seinen Ungunsten beeinflusst, und 3. durch unschöne Gestaltung der Balken und durch die Sucht manches Bauherrn und Bauausführenden, den wahren Charakter der Konstruktion durch widersinnige Verkleidung oder Malerei zu verdecken. Verf. empfiehlt zu Punkt 2, beim ersten Angebot „sich mit den durch die Beanspruchungsgrenzen älterer Baustoffe gegebenen Konstruktionsleitpunkten zu begnügen“ und Verbesserungsvorschläge erst nach erhaltenem Auftrag zu machen; zu Punkt 3, sich nicht mit dem Grundsatz, „Ich konstruiere mit $1\frac{1}{2}$ —2 v. H. Einlage“ zu begnügen, vielmehr „bei der Bemessung der Ausführung Raumhöhe, -breite und -tiefe mit seinem Gefühle zu werten“ und eine befriedigende ästhetische Wirkung stets im Auge zu behalten. Zement und Beton 1909. Nr. 45.

Warehouse at Copenhagen. Bemerkenswertes Lagerhaus in Eisenbeton, kurze Angaben mit guten Abbild. Concr. and Constr. Eng. 1909. Nr. 6. S. 428.

Rindviehstall aus Eisenbeton in Malken, Westpr. Mit Abb. und Berechnung von C. A. Einbeck. Zement und Beton 1909. Nr. 49.

Concrete for Rapid School Building. Bau eines Schulhauses in 15 Wochen fertiggestellt in Eisenschalung, das durch Beton mit Eiseneinlage umkleidet ist. Zahlreiche Einzelheiten mit Abb. Concr. and Constr. Eng. 1909. Nr. 6. S. 431.

Edisons Konkretthaus. Von Fred Hood. Mitteilungen aus dem „Scientific American“ über

eine Erfindung Edinsons, Häuser, insbesondere einfache Einfamilienhäuser für Arbeiter unter Anwendung eiserner Formen aus armiertem Gußbeton herzustellen. Dauer der Herstellung 21 Tage. Kosten eines Satzes Formen 100 000 M. Kosten der Misch- und Füllmaschinen 60 000 M. Gesamtkosten eines Hauses bei deutschen Lohnverhältnissen etwa 3500 M. Beton-Zeitung 1909. Nr. 43. — Tonindustrie-Zeitung 1909. Nr. 143.

The New Western District Post Office, London. Eingehende Besprechung des großen Postgebäudes, Einzelheiten der Bauweise und der Ausführung mit zahlreichen guten Abb. Concr. and Constr. Eng. 1909. Nr. 6. S. 599. — s. L. 1909. April. V. 2.

Geschäfts- und Wohnhaus in Weimar. Mit Abb. Klagen über die seltene Anwendung des Eisenbetons für Hochbauten in Thüringen. Zement u. Beton 1909. Nr. 47.

Neues Telephonegebäude in Shanghai. Sechsstöckiges Gebäude aus Eisenbeton. Interessante Gründung und Dachausbildung (Bogenbinder von 16,25 m Spannweite und Oberlicht). Mit Abb. Zement u. Beton 1909. Nr. 47. — s. L. Oktober 1909. V. 2. S. 438.

Amerikanischer Speicherbau. Allgemeine Bemerkungen über Speicher. Beschreibung einer neueren Silospeicheranlage in Buffalo mit Abb. Von Ing. J. Petersen. Eisenbeton 1909. Nr. 21 und 22.

Baracken aus Betonhohlblöcken. Beton-Zeitung Nr. 45.

Formsteinbalkendecke „System Seidel“. Mit Abb. Beton u. Eisen 1909. Heft XV.

Bewehrte Sterildecken. Von Mogensen, Kopenhagen. Neue Form für Eisenbetondecken zur Erzielung guter Isolation und Schallsicherheit. Name bezieht sich auf Isolationsschicht, eine Platte aus Holzleisten mit zwischen gespanntem Papier, beide in Asphalt „sterilisiert“. Mit Abb. Beton u. Eisen 1909. Heft XIV.

Die Sicherung von Gebäuden gegen Bergschäden. Von Wilhelm Breil. Das Maschinenhaus des Schlacht- und Viehhofs in Essen wurde zur Sicherung gegen Bergschäden auf eine 60 cm starke durchgehende Eisenbetonplatte gegründet. Verfasser empfiehlt Eisenbetonfachwerkbau als beste Sicherung gegen Bergschäden. Beton u. Eisen 1909. Heft XIV.

Der Eisenbetonunterbau des großen Gasbehälters zu Grasbrook in Hamburg. Kurze Angaben über den sehr bemerkenswerten Bau, Gründung: 14 m lange Eisenbetonpfähle, von denen jeder 60 t Last des Bauwerks tragen sollte. Zahlreiche Abb. Deutsche Bauztg. Mitteilungen 1909. Nr. 25. S. 101.

Erecting a Large Dome without Falsework. Einzelheiten über den Bau einer Kirchen-

kuppel von 30 m Durchmesser. The Eng. Rec. 1909. Nr. 19. S. 508. Mit Abb.

Die Kuppel über der Dampfkochküche des städtischen Krankenhauses zu Frankfurt a. M. Von Arthur Laufer. Ersatz eines Holzdaches durch eine Eisenbetonkuppel ohne Änderung der bestehenden, 38 cm starken Umfassungswände. Zu überdeckende Fläche $10,24 \times 11,67$ m. Mitteilung der statischen Berechnung, konstruktiven Durchbildung und Bauausführung. Beton u. Eisen 1909. Heft XIV und XV.

Eisenbetonkuppel- und Wölbkonstruktionen. Vortrag des Oberingenieurs Dr. Ing. Karl W. Mautner auf der letzten Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins E. V. Mit Abb. Tonindustrie-Zeitung 1909. Nr. 137.

A Concrete Water Tower in Belgium. Von Prime Kieffer. Kurze Angaben über den für die Weltausstellung 1910 in Betonsteinen besonderer Gestalt ausgeführten Wasserturm. Cement Age 1909. November. S. 299. Mit Abb.

Eisenbetonschornsteine. Vortrag des Ing. H. Weidner (Berlin) auf der Hauptversammlung des Vereins Deutscher Firmen für Schornsteinbau und Feuerungsanlagen E. V., über den Bau und die Verbreitung von Eisenbetonschornsteinen für industrielle Anlagen. Mit zahlreichen Abb. Tonindustrie-Zeitung 1909. Nr. 135.

3. Ausführungen im Brückenbau.

Stampfbetonbogenbrücke über die Ossa bei Slupp i. Wpr. Kurze Darstellung des Bauvorganges. Mit Abb. Zement u. Beton 1909. Nr. 45.

Neuzeitiges Arbeitsverfahren. Von J. Grillo. Beim Bau der Ersatzbrücke aus Eisenbeton für die eiserne Broad Street Bridge in Bethlehem Pa wurde die alte Brücke als Transport- und Arbeitsgerüst benutzt. Man hing die Mischmaschinen an die alte Eisenkonstruktion und leitete den Beton mittels hölzerner Rutschen nach den 22,6 m tiefer gelegenen Pfeilerfundamenten. Die Materialzufuhr erfolgte auf der alten Brücke. Zement u. Beton 1909. Nr. 45. — Tonindustrie-Zeitung 1909. Nr. 137.

The Arborway Section of the Boston Elevated Railway. Die Eisenbahnbrücke besteht aus einer Reihe von Blechbalkenträgern auf Gerüstpfeilern; die gesamte Konstruktion ist durch Eisenbetonhüllen umgeben, so daß der Eindruck eines Betonbaues erweckt wird. The Eng. Rec. 1909. Nr. 19. S. 520. Mit zahlr. Abb.

Bemerkenswerte Bauwerke in Eisenbeton. Angaben über Brückenbauten nach „Armierter Beton“ 1909. Nr. 3. Österr. Wochenschrift für den öffentl. Baudienst 1909. Nr. 42. S. 608. Mit Abb.

Concrete Construction of the Linda Vista Bridge Los Angeles. Die etwa 120 m

lange, 6 m breite Straßenbrücke überschreitet ein Tal in 19,5 m Höhe. Balkenbrücke auf Gerüstpfeilern in Eisenbeton. Einzelheiten der Fahrbahn. Concr. and Constr. Eng. 1909. Nr. 6. S. 425. Mit Abb. — Eng. Record 1909. Nr. 21. S. 569.

The Design of the Broadway or Sparkman Street Bridge. Ausführliche Baugeschichte und Einzelheiten der Eisenbetonteile dieser in L. April 1909, V. 3 erwähnten Straßenbrücke. Eng. News 1909. Nr. 22. S. 570. — Kurze Besprechung des erwähnten Bauwerkes. Österr. Wochenschrift für den öffentl. Baudienst 1909. Nr. 45. S. 659.

Eisenbetonbrücke über die Aue in Wunstorf. Von Bazali, Glauchau. Plattenbalkenstraßenbrücke von 13 m Spannweite. Mit Abb. Beton u. Eisen 1909. Heft XIV.

Die Parkassenbrücke in Temesvar (Ungarn). Von Dr.-Ing. Mihailich, Budapest. Als Auslegerbrücke ausgebildete, schiefe Balkenbrücke aus Eisenbeton mit 38,42 m Pfeilerabstand. Der eingehängte Mittelträger hat 15,7 m Spannweite, die Kragarme je 11,36 m, die Ankerarme je 10,85 m Länge; die Höhe des Trägers über dem Widerlager beträgt 3,18 m. Die Brücke dient der Überführung der Parkgasse mit 10,0 m Fahrbahn und beiderseitiger 2,5 m breiter Gangbahn über den Begakanal. Die Fahrbahnkonstruktion besteht aus 14 cm starker Platte und sieben senkrechten Rippen. Diese sind an den Gelenken und über den Pfeilern durch Querwände, rechts und links von den Auflagern unten durch eine durchgehende Platte versteift und endigen in den Ankerarmen in massigen, für die Standicherheit erforderlichen Betonblöcken. Die Baukosten betrugen 155 000 Kronen, d. h. bei rund 60 m Gesamtlänge und 15 m Gesamtbreite der Brücke rund 172 Kronen oder rund 146 M für 1 qm Grundfläche. Mit zahlreichen Abb. Beton u. Eisen 1909. Heft XV.

Verbreiterung des Viaduktes von Ny-megen. Die bisher 6,3 m zwischen den Geländern breite Straßenbrücke wurde durch ausgekragte Fußwege in Eisenbeton um 2 m auf jeder Seite verbreitert. Kurze Angaben mit Abb. Österr. Wochenschrift für den öffentl. Baudienst 1909. Nr. 47. S. 691.

Die Verbreiterung der Klausbrücke in Halle a. S. Eisenbetonkonsolen von 3,85 m Ausladung tragen die Fußwege; bei dem Anschluß an die Uferstraße sind Kragträger von 5,6 m Länge vorhanden, die auch einen Teil der Fahrbahn aufnehmen. Sehr gute architektonische Wirkung des Bauwerkes. Deutsche Bauztg. Mitteilungen Nr. 24. S. 97.

4. Ausführungen im Wasserbau.

Eine Wasserversorgungsanlage in Australien. Mitteilung über die Herstellung

einer Talsperre für Sydney. Dammhöhe 59,2 m, Dammlänge 247,4 m, Fassungsvermögen 100 Mill. cbm. Als Baumaterial wurden große Sandsteinblöcke und Beton verwendet. Kubikinhalt der Staumauer 112 000 cbm., Baugrubenaushub 165 000 cbm. Gesamtkosten 7 100 000 M einschl. sehr umfangreicher Nebenarbeiten. Beton-Zeitung 1909. Nr. 44. S. 146.

Wasserkraftanlage für ein Elektrizitätswerk am Susquehanna-Fluß in Mc Call Ferry. Staudamm und Kraftwerk aus Beton zur Verwertung der Wasserkraft des Susquehanna-Flusses. Damm 18,3 bis 30,5 m hoch und etwa 800 m lang. 10 Francissturbinen zu je 13 500 PS bei rund 18 m Gefälle. Gesamtkosten 220 000 000 Mark. Absatzgebiet, 120 km im Umkreis, schließt die Industriestädte Baltimore, Washington, Harrisburg, York, Lancaster und Philadelphia ein. Mit zahlreichen Abb. Beton und Eisen 1909. Heft XV. — Zement und Beton 1909, Nr. 46.

Ein Leuchtturm von Eisenbeton. Der Turm steht in der Straße von Malakka. Die Brennpunktebene liegt 28,02 m über dem Wasserspiegel. Darstellung des Bauvorganges. Beton-Zeitung Nr. 45. — s. L. Januar 1909. V. 4. S. 35.

Le Béton aux travaux du Canal Interocéanique de Panama. Ausgehend von der von zuständiger Seite geäußerten Bemerkung, daß ohne Beton die Kanalarbeiten ein zweites Mal in Frage gestellt wären, werden interessante Angaben über Beschaffung der Betonmaterialien, sowie über den ungeheuren Bedarf gemacht und empfohlen, Eisenbeton an Stelle des Betons anzuwenden, weil er eine große Materialersparnis und damit einen entsprechenden Minderaufwand an Arbeit ermöglicht. Le Ciment, Oktober 1909.

Steel Forms for Lock Walls and Culverts at Gatun. Angaben über die eisernen Lehrgerüste und Einschaltungen von Mauern und Umlaufstollen bei den großen Schleusenbauten des Panamakanals. Mit zahlr. Abb. The Eng. Rec. 1909. Nr. 18. S. 484.

Die Bauanlagen des Betonmauerwerks für die Schiffsschleusen des Panamakanals. Ausführliche Angaben über die Fördergeräte und Werkplatzeinrichtungen mit zahlr. Abb. Zeitschr. des Vereines Deutscher Ing. 1909. Nr. 49. S. 1996.

Caissonartige Gründungsmauer aus Eisenbeton. Beton-Zeitung 1909. Nr. 46. — s. L. Nov. 1909. V. 4. S. 484: Caisson Flottant usw.

The Kings Dock Swansea. Allgemeine Beschreibung der Hafenanlagen, bei denen ausgedehnte Ladekais in Eisenbetonfachwerk hergestellt wurden. The Engineer 1909. Nov. S. 526 und 551. Mit Abb.

The New Admiralty Works at Dover. Ausführliche Angaben über die bedeutenden in Beton erbauten Hafendämme. Mit Abb. Concrete

and Constr. Eng. 1909. Nr. 6. S. 380. — s. L. Dez. 1909. V. 4.

Eine Botschaft. Mitteilung über die Bewährung des Eisenbetonschutzdammes in Galveston bei einem Orkan am 21. Juli d. J. Zement und Beton 1909. Nr. 46. — s. L. November 1909. V. 4. S. 484.

Reinforced Concrete Tested by a Terrible Flood. Bei einem plötzlichen Hochwasser, das viele Häuser weggerissen hat, ist die in Eisenbeton hergestellte Brücke trotz fast völliger Überflutung unbeschädigt geblieben. (Zu Monterey, Mexico.) Cement Age 1909. November. S. 311. Mit Abb.

Das erste deutsche Eisenbetonschiff. Mitteilung über die Fertigstellung eines Schleppkahns aus Eisenbeton von 43 m Länge, 6,2 m Breite und 1,2 m Höhe in Frankfurt a. M. Lade-fähigkeit 200 t. Kosten etwa 25 % niedriger als bei Verwendung von Eisen. Beton-Zeitung Nr. 45. — Beton und Eisen 1909. Heft XV. — Armiertes Beton 1909. Heft 12. — Deutsche Bauztg. 1909 Mitt. Nr. 25. S. 104. Mit Abb.

5. Ausführungen im Straßen-, Eisenbahn-, Tunnel- und städtischen Tiefbau.

Reinforced Concrete Railway Sleepers. Angaben über die Herstellungsweisen und Formen von Eisenbahnquerschwellen amerikanischer und dänischer Ausführung. Concr. and Constr. Eng. 1909. Nr. 6. S. 433.

Die Seine-Unterfahrung durch die Linie IV der Pariser Untergrundbahn. Bemerkenswerter Aufsatz mit zahlreichen Abbildungen der in Eisenschalung mit Betonumhüllung hergestellten Caissons, aus denen der Tunnel an dieser Stelle gebildet ist. Schweiz. Bauzeitung 1909. Nr. 22. S. 319.

Some French Methods and Machines for Grouting. Angaben über die von dem französischen Ingenieur Suquet gesammelten Erfahrungen hinsichtlich Einpressen von Zementmörtel in undichtes Mauerwerk und über die dabei verwendeten Maschinen. The Eng. Rec. 1909. Nr. 18. S. 495.

The Pumping of Cement Grout into Masonry on the Metropolitan Ray. Paris. Maschinen zum Einpressen von Zementmörtel hinter die Tunnelverkleidung und Angaben über den Mörtel. Eng. News. 1909. Nr. 22. S. 581.

Lining and Grouting a French Tunnel. Nach dem System Rivers sind Tunnel durch Einpressen von Zementmörtel wasserdicht gemacht worden. Eng. News 1909. Nr. 22. S. 580. Mit Abbildungen.

Waterproofing a Shaft of a Water Tunnel at Chicago. Bericht über den Bau eines etwa 20 m tiefen Schachtes im Zuge einer Trinkwasserleitung. Um das Eintreten von Tage-

wässern zu verhindern, wurde nachträglich eine Abdichtung mit Zementmörtel vorgenommen. Eng. News 1909. Nr. 20. S. 506. Mit Abb.

Molded Concrete Pipe and Storm Drains Newark. Breite Querschnitte für Eisenbetonleitungen zur Abführung von Regenwässern mit Einzelheiten. The Eng. Rec. 1909. Nr. 19. S. 519.

Sewer Construction in Stapleton. Allgemeine Angaben über eine größere Abwasserleitung in einem Vororte New Yorks. Kanäle aus Beton mit und ohne Eiseneinlage. The Eng. Rec. 1909. Nr. 18. S. 496.

Concrete Pipe Conduit. Bemerkenswerter Bau einer nahezu 20 km langen Betriebswasser-

leitung am Hange eines Felstales in Colorado. Zementrohre von 90 cm Durchmesser wurden an geeigneten Stellen längs der Strecke hergestellt. Seitentäler wurden durch Eisenbetondüker überwunden. Zahlreiche Einzelheiten. The Eng. Record 1909. Nr. 19. S. 514.

Construction of the Baltimore Sewage Disposal Works. Abwässerkläranlage ausführlich beschrieben. The Eng. Rec. 1909. Nr. 21. S. 580. Mit Abb.

Water Purification at Wilmington. Große Wasserreinigungsanlagen, deren Behälter und Leitungen in Beton mit und ohne Eiseneinlagen hergestellt wurden. Baueinzelheiten. The Eng. Record 1909. Nr. 21. S. 564. Mit Abb.

MITTEILUNGEN ÜBER PATENTE.

Mitgeteilt vom Patentbureau J. Bett & Co., Berlin SW. 48, Friedrichstraße 224.

Abonnenten unserer Zeitschrift erhalten dort kostenlos Auskunft über alle Patent-, Gebrauchsmuster- und Warenzeichen-Angelegenheiten usw.

Patent-Anmeldungen.

Gegen die Erteilung kann während der zweimonatlichen Auslage Einspruch erhoben werden.

37 b. II. 43 473. Wandplatte aus Bimsbeton. Johann Heintges, Andernach a. Rh. 12. 12. 08.

37 e. R. 24 937. Vorrichtung zur fortlaufenden Herstellung von Graben- oder Rohrwandungen aus Beton. Ransome International Conduit Company, New-York.

80 a. G. 27 650. Form für Betonhohlsteine. Ludwig Johann Friedrich Gellert, St. Petersburg.

80 a. M. 34 908. Vorrichtung zum Gießen von Porzellan-, Steingut- und ähnlichen Waren. Georg Mühleisen, Arzberg, Oberfranken. 1. 5. 08.

80 c. E. 14 782. Vorrichtung zum Abdichten der Rauchventile von Brennöfen während des Betriebes. Ehr. Erfurth & Sohn, Teuchern, Prov. Sachsen. 7. 6. 09.

80 a. K. 39 858. Füllvorrichtung für Stampfmaschinen zur Herstellung von Formstücken aus Beton oder dgl.; Zus. z. Pat. 177 950. Eugen Jacob Kis, Budapest.

80 a. K. 41 712. Verschluss für Kunststeinformen. Gebrüder Klauder, Dresden-Löbtau. 28. 7. 09.

80 b. H. 47 101. Verfahren und Vorrichtung zur Herstellung von Platten aus einem aus Fasern und hydraulischen Bindemitteln hergestellten Brei. Adalbert Hermann, Wien.

Patent-Erteilungen.

80 a. 216 966. Form zur Herstellung fluchtrechter Treppentufen beliebiger Steigung aus Zementbeton oder dgl. Franz Heuer, Sorau N.-L. 30. 4. 07. H. 40 599.

80 a. 217 141. Vorrichtung zum gleichzeitigen Reinigen und Sortieren von Ton in einem mit Misch- und Förderschnecke versehenen Zylinder; Zus. z. Pat. 179 416. Michael Bohn, Nagyikinda, Ungarn.

80 a. 217 152. Form zur Herstellung fluchtrechter Treppentufen beliebiger Steigung aus Zementbeton oder dgl. Zus. z. Pat. 216 966. Franz Heuer, Sorau N.-L. 26. 6. 07. H. 41 052.

80 a. 217 263. Ziegelstreichmaschine mit drehbarem Formtisch. Arnold Dornbusch, Oderberg-Bralitz. 10. 11. 08. D. 20 799.

80 a. 217 269. Betonmischmaschine mit drehbarer, aus zwei Stirnwänden und dazwischenliegender Kranzwand bestehender, in ihrem Innern mit schrägen Mischflächen versehender Mischtrommel. Thomas L. Smith, Milwaukee, V. St. A.

37 b. 217 440. Abstandhalter aus gestanztem und gebogenem Blech für die Stabeinlagen von Eisenbetonkörpern. Friedrich Setz, Kattowitz. 21. 2. 09. S. 28 425.

Gebrauchsmuster-Eintragungen.

37 a. 399 899. Aus Betonbalken und Betonplatten zusammengesetzte Betonzimmerdecke. Otto Hellingrath, Mülheim-Ruhr-Speldorf, Karlstr. 7. 3. 11. 09. H. 43 663.

80 d. 399 530. Zapfenbohrer mit auswechselbarem Messer, zum Nachbohren von Löchern in Stein u. dgl. Heinrich Veglio und Jaroslav Lorch, Mannheim, E. 1. 8. 20. 8. 09. V. 7464.

80 d. 399 531. Bohrer mit auswechselbarem Messer zum Bohren von Stein u. dgl. Heinrich Veglio u. Jaroslav Lorch, Mannheim, E. 1. 8. 20. 8. 09. V. 7465.

80 a. 399 773. Zerleg- und verstellbarer Formkasten zur Herstellung von Kunststeinen verschiedener Formen. August Knapp, Mannheim, Schimperstr. 10. 30. 9. 09. K. 40 689.

80 a. 399 841. Vorrichtung zur Bildung von Eisenbetontragbalken für Betonhohldecken. E. Klee, Siegburg. 26. 10. 09. K. 41 011.

80 a. 399 638. Form zur Herstellung von Betonstücken u. dgl. Fa. E. Schwenk, Ulm a. D. 22. 10. 09. Sch. 33 792.

19 a. 400 887. Eisenbahnschwelle aus Eisenbeton mit von Kante bis Kante quer über die Schwelle sich erstreckenden elastischen Schienenunterlagen. Alfred Meister, Berlin, Crefelderstr. 10. 15. 11. 09. M. 32 368.

37 b. 401 129. Wölstein, dessen Längsschnitt die Form eines Rhombus hat. Georg Tamms, Mittelsteine i. Schl. 13. 11. 09. T. 11 269.

37 b. 401 391. Betonhohlstein zur Herstellung von Decken. Ludwig Gellert, St. Petersburg.

Französische Patenterteilungen.

No. 405 606. E. Whitney. Form zur Herstellung von Pfählen aus Beton.

No. 405 663. Adolf Baron Pittel. Hohle Zwischenstücke in Plafonds aus armiertem Beton und Verfahren zur Herstellung derselben.

No. 405 764. P. Cook. Neuerung an Armaturen für Konstruktionen aus armiertem Zement.

No. 405 781. P. Aylett. Neuerung an Konstruktionen aus Beton.

- No. 405 811. J. Marzoli. Maschine zur Fabrikation von Hourdis und hohen Ziegeln aus Beton.
 No. 405 825. A. Bonna. Pfähle mit Röhren aus Stahl und armiertem Zement.
 No. 405 829. W. Drexler. Hohler Stein und dessen Anwendung bei der Konstruktion von Plafonds aus hohlen Steinen.
 No. 405 038. F. Fourré, Bügelsystem für Balken und Pfeiler aus armiertem Beton.
 No. 405 271. C. Forsell. Neuerung an Balken aus armiertem Beton.
 No. 405 242. M. Perret. Boden aus armiertem Beton.
 No. 405 260. L. Broussas. Konstruktion aus Ziegeln und anderem armierten Material.
 No. 405 503. E. Bärard, Boden aus armiertem Zement.
 No. 404 818. P. Griveaud, Balkenziegel aus armiertem Beton, armiertem Mörtel oder Holz, für Dächer.
 No. 404 939. A. Michaux. Armierter Beton auf Holzgrundlage.
 No. 404 563. E. Iriart & P. Golcoetchea. Leichte, hohle, transportable und unzerbrechliche Pfähle aus armierten Zement.
 No. 11 149/341 281. M. Perret. Armierter Plafond.

Englische Patente.

- No. 26 986. R. Bowen & H. Reynolds, Verbesserungen an Maschinen zur Fabrikation von Betonprodukten.

Neue in Österreich angemeldete Patente.

Das österreichische Patentamt hat neuerdings beschlossen, nachstehend beschriebene Erfindung unter Patentschutz zu stellen: Eisenbetonkonstruktion mit gitterförmiger Einlage, dadurch gekennzeichnet, daß die Einlage ein ebenes oder räumliches Gittergitterwerk ist, dessen Stäbe zur Erzielung einer bestimmten Eisenmenge oder bestimmten Abmessungen (Länge, Breite oder Höhe) der Einlage gemeinsam in die richtige Neigung eingestellt und in dieser Neigung festgestellt werden können.

Angemeldet wurde das Patent von Herrn Gustav Adolf Wayß sen., Bauunternehmer in Wien.

Laut Beschluß des österreichischen Patentamtes wurde neuerdings auf nachstehend beschriebene Erfindung ein Patent erteilt: Eisenbetonrippendecke mit bleibender Schalung, dadurch gekennzeichnet, daß die Schalung aus einem bogenförmigen Mittelstück und aus zwei seitlichen, das Mittelstück tragenden und in der Mitte aneinanderstoßenden Hohlkörpern von der Form besteht, daß eine Wand der Hohlkörper die Verlängerung der durch das Mittelstück gebildeten Drucklinie bildet und eine andere, untere Wand die ebene Übersicht der Decke herstellt.

Anmelder des Patentes sind die Herren Friedrich Ludwig Haüss und Dr. Mario Genel, beide Ingenieure in Wien.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Eisenbetonkurs für Beamte.

In Kaiserslautern hält der Lehrer an der Königl. Kreisbaugewerkschule, Diplom-Ingenieur A. Marx, in der Zeit von Anfang Dezember bis Mitte März einen Kurs ab über Eisenbeton im Hochbau für mittlere Techniker, Staats- und städtische Beamte usw.

Die Verwendung des Zements an Bord von Schiffen.

Zement findet auf Schiffen eine mannigfache Verwendung; er eignet sich vorzüglich als Schutzmittel gegen

das Zerfressen der Platten und Nieten usw. durch das sich im Schiffsgrunde ansammelnde Wasser. Alle solche Teile, wie z. B. Nietenköpfe, Spanten, Kielschweine usw. sind meist mit einer Zementschicht überzogen. Auch bei Schiffen mit sogenannten Doppelböden ist das Innere des letzteren mit einer Zementtünche bedeckt. Die Wasserbehälter und sonstigen der Einwirkung des Wassers im Innern des Schiffes ausgestatteten Teile sind mit Zement überzogen.

Eine andere sehr wichtige Verwendung kann der Zement beim Leckwerden von Schiffen finden. Ein solches Leck wird mit einem Haufen Zement von einigen Tonnen einfach überdeckt und zugestopft, und das so wieder wasserdicht gemachte Schiff kann eine selbst längere Reise glücklich zu Ende führen, ohne die Ladung löschen oder preisgeben zu müssen.

Maschinell erzeugte Fußgängersteige.

Fußgängersteige, die aus Beton und Zementmörtel hergestellt werden, werden jetzt in Amerika auch auf maschinell Wege erzeugt. Die dazu verwendete Vorrichtung besteht im wesentlichen aus einer mechanisch bewegten Formmaschine und einer zu solcher Fortbewegung dienenden Winde. Der Beton, welcher die Unterlage für den Fußgängersteig bilden soll, wird in den vorderen Teil der Formmaschine geschüttet, während der die Oberfläche bildende Zementmörtel in einen Fülltrichter in der Mitte gefüllt wird. Der letztere überzieht bei dem allmählichen Vorrücken der Formmaschine die Betonunterlage mit einer dünnen Mörtelschicht, sodaß nach dem Vorrücken der Maschine ein vollkommener und fertiger Fußgängersteig zurückbleibt.

Die Wirkungsweise der Maschine ist derartig, daß der Beton in der Maschine von allen Seiten und von oben her zu einem dichten Block zusammengepreßt wird, der nicht weiter gestampft zu werden braucht. Die Oberfläche soll glatt und sauber sein. Mit einem gut eingearbeiteten Personal kann die Maschine mit einer Geschwindigkeit von etwa $\frac{1}{2}$ Meter in der Minute vorgerückt werden.

Diebessicherer Behälter für Golderze aus Beton.

Um das gewonnene wertvolle goldhaltige Erz gegen die früher sehr häufig vorkommenden Diebstähle zu schützen, hat die Mohak Mining & Co. in Goldfield, Nevada, ein wohl in der ganzen Welt einzig dastehendes Bauwerk aufführen lassen. Dasselbe besteht aus einem viereckigen Betonblock von über Manneshöhe und mit Stahlstäben armiert. Der in dem Block befindliche Hohlraum ist mit Stahl ausgekleidet, ins Innere führt eine wie bei den Stahlkammern von Banken übliche Tür mit Kanlinationsschlössern. Zur Ventilation dient an der einen Seite ein kleines Loch, welches durch eine mit feinen Luftlöchern versehene Stahlplatte geschlossen ist. Die Betonkammer steht auf einem dicken diebessicheren Fundament, sodaß ein Einbruch auch von unten her ausgeschlossen ist.

Kombinierte Brücke und Aquädukt aus Beton.

Die Stadt Monterey in Mexiko bezieht ihr Wasser durch ein 0,6 m weites Betonrohr aus dem 18–20 Km. entfernten Estanzuelafusse. Die Wasserleitung überschreitet verschiedentlich tiefe Schluchten, bei denen das Leitungsrohr gleichzeitig zur Überbrückung der Schluchten dient. Die Brücken bestehen aus Betonbogen, welche oben einen Fußsteig von 0,9 m Breite bilden und in ihrem Innern das Leitungsrohr enthalten. (Mitgeteilt von Bett & Co.)

Den Verfassern größerer Originalbeiträge stehen je nach deren Umfang bis zu 10 Exemplaren des betr. vollständigen Hefes kostenfrei zur Verfügung, wenn bei Einsendung des Manuskriptes ein entsprechender Wunsch mitgeteilt wird. Sonderabdrücke werden nur bei rechtzeitiger Bestellung und gegen Erstattung der Kosten geliefert.